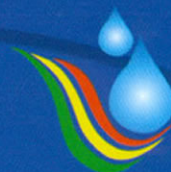




República de Bolivia



Ministerio del Agua
Viceministerio de Servicios Básicos

Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

*Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales
Abril 2007*

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamentos técnicos de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

PREFACIO

Los presentes “Reglamentos Técnicos de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, sustituyen a los correspondientes Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado editados en Diciembre de 2001, por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos.

La actualización de estos Reglamentos fue realizada por el Viceministerio de Servicios Básicos dependiente del Ministerio del Agua, a la cabeza del Ing. Alcides Franco Torrico, Viceministro de Servicios Básicos, a través del Proyecto de Asistencia Técnica PROAT / Asdi y la Unidad de Normas e Institucionalidad.

Las Instituciones y representantes que conformaron el Comité Técnico que participaron en la revisión y actualización fueron:

COMITÉ TÉCNICO

Reynaldo Villalba	UNI/VS	Grover Rivera	IIS-UMSA
Gonzalo Dalence	IBNORCA	José Díaz	IIS-UMSA
Luis Víctor Rico	ABIS	Alcides Franco	SISAB
José Luis Castagné	ABIS	Fradly Torrico	FPS Nacional
Ronny Vega	ANESAPA	Sergio Montes	FNDR
Leonardo Cuaquira	CONSULTOR		

RESOLUCIÓN MINISTERIAL N°
La Paz

09 JUN 2007

1049

CONSIDERANDO:

Que, el literal e) del Artículo 3° de la Ley N° 3351, de 21 de febrero de 2006, Ley de Organización del Poder Ejecutivo, establece como atribución general de los Ministros: "Dictar normas relativas al ámbito de su competencia y resolver en última instancia, todo asunto administrativo que corresponda al Ministerio".

Que, el literal c) del Artículo 4° de la Ley N° 3351 Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 21 de febrero de 2006, establece que es atribución específica del Ministro del Agua, plantear y ejecutar, evaluar y fiscalizar las políticas y planes de servicio de agua potable y saneamiento básico, riego y manejo de cuencas, aguas internacionales y transfronterizas.

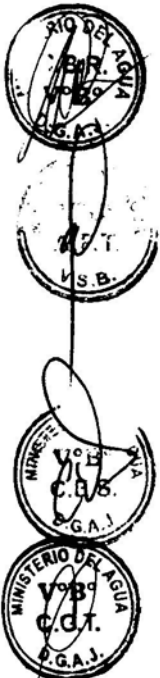
El Artículo 61 del Decreto Supremo N° 28631 Reglamento de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, establece que en la estructura del Ministerio del Agua, se encuentra el Viceministerio de Servicios Básicos.

Los literales d) y e) del Artículo 63 del Decreto Supremo N° 28631 Reglamento de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, dispone que son funciones del Viceministro de Servicios Básicos, entre otras, las siguientes: d) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios básicos y proponer por conducto regular proyectos de leyes y otras disposiciones para el sector; e) Difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios básicos, ejerciendo tuición sobre la Superintendencia de Saneamiento Básico.

Que, el Viceministerio de Saneamiento Básico dependiente del Ministerio del Agua, en coordinación con el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA), actualizó la Norma Boliviana NB 688 - "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", Tercera Revisión, que sustituye a la correspondiente Norma "Instalaciones Sanitarias -Alcantarillado Sanitaria, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales" y IDS "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado", editadas en diciembre de 2001 por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos.

Que, el objetivo fundamental de la Norma y sus Reglamentos Técnicos es estandarizar el diseño y optimizar costos de inversión para permitir el acceso a los servicios de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales a un mayor número de personas, priorizando sectores sociales de menores ingresos económicos.

Que, la Norma y sus Reglamentos Técnicos recogen en la presente versión experiencias de la práctica moderna de la ingeniería sanitaria y de la utilización de tecnologías





alternativas en el país, transmitida y consensuada mediante un proceso de amplia participación y consulta con profesionales del país.

Que, es necesaria la difusión de la Norma Boliviana 688 y los Reglamentos Técnicos de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", para permitir su aplicación por parte de los profesionales del sector con carácter obligatorio en el ámbito urbano y rural del país.

Que, la Unidad de Normas e Institucionalidad, del Viceministerio de Servicios Básicos, mediante Informes Técnicos: VSB/UNI N° 003/2007, de 14 de febrero de 2007; VSB/UNI N° 008/2007, de 16 de marzo de 2007; y VSB/UNI N° 011/2007, de 29 de marzo de 2007, e Informe Jurídico MDA/DGAJ/CGT - 0011/07, de fecha 17 de mayo de 2007, se evidencia que corresponde dar curso a la aprobación de la norma precitada así como a sus reglamentos.

POR TANTO:

El Ministro del Agua, en aplicación de sus atribuciones conferidas por ley.

RESUELVE:

Artículo 1°.- Aprobar la Norma Boliviana NB 688, "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" Tercera Revisión, compuesta por nueve (9) Capítulos y tres (3) Anexos y el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", Tercera Revisión, compuesto por siete (7) Reglamentos, que forman parte integrante de la presente Resolución.

Artículo 2°.- La Norma Boliviana 688 - "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" aprobados mediante la presente Resolución, deberán ser aplicados obligatoriamente en todo el territorio nacional, por instituciones y profesionales del sector, en el diseño de sistemas de recolección de aguas residuales y pluviales.

Artículo 3°.- Se autoriza al Viceministerio de Servicios Básicos para que en coordinación con la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua proceda a la publicación, difusión y distribución en forma gratuita de la Norma Boliviana 688 - "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", a Municipios, Entidades e Instituciones públicas y privadas, bibliotecas universitarias, sociedades de profesionales que participaron en la actualización de las presentes normas, programas y proyectos del sector y otros priorizados por el Viceministerio de Servicios Básicos.

Artículo 4°.- El Viceministerio de Servicios Básicos y la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.





República de
Bolivia



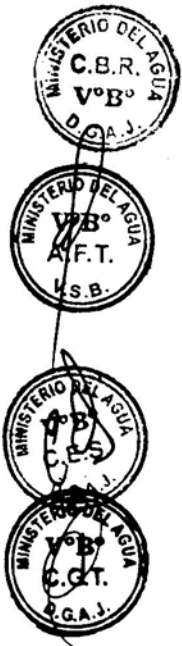
Ministerio del Agua

ARTÍCULO 5°.- Se abroga la Resolución Ministerial N° 097/2001, de fecha 26 de diciembre de 2001, emitida por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos. Quedan abrogadas y derogadas todas las resoluciones contrarias a la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese, cúmplase y archívese.



Abel P. Mamani Marea
MINISTRO DEL AGUA



PRESENTACIÓN

El Ministerio del Agua, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de profesionales del país los presentes “Reglamentos Técnicos de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”. actualizado en base a los nuevos requerimientos del sector y los avances tecnológicos desarrollados en Bolivia en los últimos años.

Este reglamento tiene como objetivo fundamental, regir el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, para mejorar las condiciones de vida del ciudadano boliviano.

El presente reglamento se constituye en un instrumento que debe ser conocido y aplicado de forma obligatoria por los responsables de las diferentes etapas de implementación de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

Se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño de acuerdo con los adelantos tecnológicos y prácticas de la ingeniería sanitaria de manera que puedan ser aplicados en proyectos tanto a nivel urbano, periurbano como rural.

La actualización fue posible gracias a la participación de profesionales, instituciones y el apoyo de organizaciones como la Agencia Sueca de Cooperación para el Desarrollo Internacional (Asdi), y otras que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico normativo.

INTRODUCCIÓN

El diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales para poblaciones urbanas, periurbanas y rurales de la República de Bolivia, se ha venido desarrollando en base a la Norma Técnica de Diseño: Instalaciones Sanitarias, Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamientos de Aguas Residuales - NB 688 y a los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado promulgadas por el entonces Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos del año 2001.

Debido a los avances tecnológicos sobre el diseño y construcción de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales que se han dado en los últimos años, el Ministerio del Agua, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, ha encarado la actualización de la Norma NB 688 y sus Reglamentos, con el propósito de incorporar y modificar conceptos, criterios y fórmulas que se ajusten a la realidad actual para el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales en nuestro país.. Para el efecto, se han tomado en cuenta las inquietudes de instituciones, profesionales y técnicos que trabajan en el sector.

OBJETO

Los presentes Reglamentos establecen los criterios técnicos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales de carácter público y privado, en el área urbana, periurbana y rural para obtener obras con calidad, seguridad, durabilidad y economía; y de esa manera, contribuir el mejoramiento del nivel de vida y salud de la población

CAMPO DE APLICACIÓN

Estos Reglamentos se aplican a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales públicos y/o privados.

Es obligatorio el conocimiento y aplicación de los Reglamentos por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de los proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. Sin embargo, se podrán aplicar los criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en los presentes toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

ÍNDICE GENERAL

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	13
ANEXO - REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL	31
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS DE INSPECCIÓN	51
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS	77
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO	101
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA EL ENTIBADO DE ZANJAS	133
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE SIFONES INVERTIDOS EN SISTEMAS SANITARIOS	161
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE CUNETAS Y SUMIDEROS	189
GLOSARIO DE TÉRMINOS	235

Norma Boliviana

NB 688



República de Bolivia



Ministerio del Agua
Viceministerio de Servicios Básicos

Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial



Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales
Abril 2007

Instituto Boliviano de Normalización y Calidad

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial

Tercera revisión

ICS 91.140.80 Sistemas de evacuación de aguas

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos



Prefacio

La revisión y actualización de la Norma Boliviana **NB 688-07 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial (Tercera revisión)”**, ha sido encomendada al Comité Técnico de Normalización **CTN 12.14 “Instalaciones sanitarias”**.

Las instituciones y representantes que participaron fueron los siguientes:

REPRESENTANTE	INSTITUCIÓN
Reynaldo Villalba	UNI/VSB (Coordinador)
Luís Víctor Rico	ABIS
José Luís Castagné	ABIS
Grover Rivera	IIS-UMSA
José Díaz	IIS-UMSA
Ronny Vega	ANESAPA
Leonardo Cuaquira	CONSULTOR
Gonzalo Dalence E.	IBNORCA

Fecha de aprobación por el Comité Técnico de Normalización 2007-02-12

Fecha de aprobación por el Consejo Rector de Normalización 2007-03-29

Fecha de aprobación por la Junta Directiva del IBNORCA 2007-04-13

Informe

La actualización de esta Norma fue realizada por el Viceministerio de Servicios Básicos/ Ministerio del Agua, a la cabeza del Ing. Alcides Franco Torrico, Viceministro de Servicios Básicos, a través del Proyecto de Asistencia Técnica PROAT / Asdi y la Unidad de Normas e Institucionalidad del Viceministerio de Servicios Básicos.

Esta Norma ha sido actualizada en el marco de una consultoría y su revisión y aprobación fueron realizadas por el Comité Técnico de Normalización CTN 12.14.

FINANCIADOR: Agencia Sueca de Cooperación para el para el Desarrollo Internacional (Asdi).

RESOLUCIÓN MINISTERIAL N°
La Paz

09 JUN 2007

1049

CONSIDERANDO:

Que, el literal e) del Artículo 3° de la Ley N° 3351, de 21 de febrero de 2006, Ley de Organización del Poder Ejecutivo, establece como atribución general de los Ministros: "Dictar normas relativas al ámbito de su competencia y resolver en última instancia, todo asunto administrativo que corresponda al Ministerio".

Que, el literal c) del Artículo 4° de la Ley N° 3351 Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 21 de febrero de 2006, establece que es atribución específica del Ministro del Agua, plantear y ejecutar, evaluar y fiscalizar las políticas y planes de servicio de agua potable y saneamiento básico, riego y manejo de cuencas, aguas internacionales y transfronterizas.

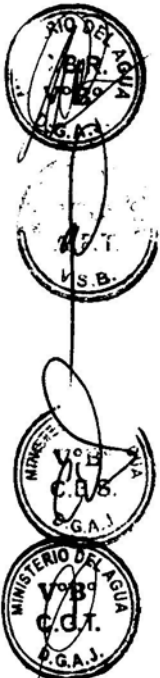
El Artículo 61 del Decreto Supremo N° 28631 Reglamento de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, establece que en la estructura del Ministerio del Agua, se encuentra el Viceministerio de Servicios Básicos.

Los literales d) y e) del Artículo 63 del Decreto Supremo N° 28631 Reglamento de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, dispone que son funciones del Viceministro de Servicios Básicos, entre otras, las siguientes: d) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios básicos y proponer por conducto regular proyectos de leyes y otras disposiciones para el sector; e) Difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios básicos, ejerciendo tuición sobre la Superintendencia de Saneamiento Básico.

Que, el Viceministerio de Saneamiento Básico dependiente del Ministerio del Agua, en coordinación con el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA), actualizó la Norma Boliviana NB 688 - "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", Tercera Revisión, que sustituye a la correspondiente Norma "Instalaciones Sanitarias -Alcantarillado Sanitaria, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales" y IDS "Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Alcantarillado", editadas en diciembre de 2001 por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos.

Que, el objetivo fundamental de la Norma y sus Reglamentos Técnicos es estandarizar el diseño y optimizar costos de inversión para permitir el acceso a los servicios de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales a un mayor número de personas, priorizando sectores sociales de menores ingresos económicos.

Que, la Norma y sus Reglamentos Técnicos recogen en la presente versión experiencias de la práctica moderna de la ingeniería sanitaria y de la utilización de tecnologías





alternativas en el país, transmitida y consensuada mediante un proceso de amplia participación y consulta con profesionales del país.

Que, es necesaria la difusión de la Norma Boliviana 688 y los Reglamentos Técnicos de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", para permitir su aplicación por parte de los profesionales del sector con carácter obligatorio en el ámbito urbano y rural del país.

Que, la Unidad de Normas e Institucionalidad, del Viceministerio de Servicios Básicos, mediante Informes Técnicos: VSB/UNI N° 003/2007, de 14 de febrero de 2007; VSB/UNI N° 008/2007, de 16 de marzo de 2007; y VSB/UNI N° 011/2007, de 29 de marzo de 2007, e Informe Jurídico MDA/DGAJ/CGT - 0011/07, de fecha 17 de mayo de 2007, se evidencia que corresponde dar curso a la aprobación de la norma precitada así como a sus reglamentos.

POR TANTO:

El Ministro del Agua, en aplicación de sus atribuciones conferidas por ley.

RESUELVE:

Artículo 1°.- Aprobar la Norma Boliviana NB 688, "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" Tercera Revisión, compuesta por nueve (9) Capítulos y tres (3) Anexos y el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", Tercera Revisión, compuesto por siete (7) Reglamentos, que forman parte integrante de la presente Resolución.

Artículo 2°.- La Norma Boliviana 688 - "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" aprobados mediante la presente Resolución, deberán ser aplicados obligatoriamente en todo el territorio nacional, por instituciones y profesionales del sector, en el diseño de sistemas de recolección de aguas residuales y pluviales.

Artículo 3°.- Se autoriza al Viceministerio de Servicios Básicos para que en coordinación con la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua proceda a la publicación, difusión y distribución en forma gratuita de la Norma Boliviana 688 - "Norma Técnica de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial" y el "Reglamento Técnico de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", a Municipios, Entidades e Instituciones públicas y privadas, bibliotecas universitarias, sociedades de profesionales que participaron en la actualización de las presentes normas, programas y proyectos del sector y otros priorizados por el Viceministerio de Servicios Básicos.

Artículo 4°.- El Viceministerio de Servicios Básicos y la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.





ARTÍCULO 5°.- Se abroga la Resolución Ministerial N° 097/2001, de fecha 26 de diciembre de 2001, emitida por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos. Quedan abrogadas y derogadas todas las resoluciones contrarias a la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese, cúmplase y archívese.


Abel P. Mamani Marea
MINISTRO DEL AGUA



PRESENTACIÓN

El Ministerio del Agua, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de profesionales del país la presente Norma: “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, actualizada en base a los nuevos requerimientos del sector y los avances tecnológicos desarrollados en Bolivia en los últimos años.

Esta Norma tiene como objetivo fundamental, regir el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, para mejorar las condiciones de vida del ciudadano boliviano.

La presente Norma se constituye en un instrumento que debe ser conocido y aplicado de forma obligatoria por los responsables de las diferentes etapas de implementación de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

En la presente Norma se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño de acuerdo con los adelantos tecnológicos y prácticas de la ingeniería sanitaria de manera que puedan ser aplicados en proyectos tanto a nivel urbano, periurbano como rural.

La actualización de esta Norma fue posible gracias a la participación de profesionales, instituciones y el apoyo de organizaciones como la Agencia Sueca de Cooperación para el Desarrollo Internacional (Asdi), y otras que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico normativo.

INDICE POR CAPÍTULOS

		Página
CAPITULO 0	REFERENCIAS GENERALES.....	19
CAPITULO 1	MARCO CONCEPTUAL.....	27
CAPITULO 2	SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	42
CAPITULO 3	INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES.....	64
CAPITULO 4	SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	68
CAPITULO 5	SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO.....	85
CAPITULO 6	ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS PARA SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES.....	87
CAPITULO 7	ESTACIONES DE BOMBEO.....	94
CAPITULO 8	OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y CONTROL.....	101
CAPITULO 9	REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA TUBERÍAS.....	104
Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos.....		118
Anexo B (Normativo) - Presentación de planos y memorias de cálculo.....		125

ÍNDICE

Página

CAPITULO 0 - REFERENCIAS GENERALES.....	19
0.1 SISTEMA DE UNIDADES.....	19
0.2 VARIABLES.....	19
0.3 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS.....	21
0.4 REFERENCIAS	22
0.4.1 Normas BOLIVIANAS	22
0.4.2 Normas AWWA.....	22
0.4.3 Normas ASTM.....	22
0.4.4 Normas ISO	24
0.4.5 Normas AASHTO	24
0.4.6 Lista de tablas y figuras	24
CAPITULO 1 - MARCO CONCEPTUAL	27
1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	27
1.2 DEFINICIONES.....	27
1.3 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y/O PLUVIALES.....	38
1.3.1 Tipos de sistemas	38
1.3.1.1 Sistemas convencionales.....	38
1.3.1.2 Sistemas no convencionales.....	38
1.3.1.3 Sistemas aislados de disposición	39
1.3.2 Componentes de los sistemas	39
1.4. ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO.....	39
1.4.1 Estudios técnicos.....	40
1.4.2 Estudios socio-económicos y culturales	40
1.4.3 Estudios ambientales	40
1.5 PROYECTO A NIVEL PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL.....	40
CAPITULO 2 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	42
2.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	42
2.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ...	42
2.3 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	42
2.3.1 Período de diseño	42
2.3.2 Población del proyecto.....	43
2.3.2.1 Métodos de cálculo	43
2.3.2.2 Aplicación.....	44
2.3.2.3 Correcciones a la población calculada.....	44

2.3.2.4	Área del proyecto	44
2.3.3	Dotación media diaria	45
2.3.3.1	Dotación futura de agua	46
2.3.4	Coeficiente de retorno	46
2.3.5	Contribuciones de aguas residuales.....	46
2.3.5.1	Domésticas (Q_D)	46
2.3.5.2	Industriales (Q_I)	47
2.3.5.3	Comerciales (Q_C)	47
2.3.5.4	Instituciones públicas (Q_{IP})	47
2.3.5.5	Infiltración lineal (Q_{INF})	48
2.3.5.6	Conexiones erradas (Q_{CE})	48
2.3.6	Coeficientes de punta (M).....	48
2.3.6.1	Coeficiente de Harmon	49
2.3.6.2	Coeficiente de Babbit.....	49
2.3.6.3	Coeficiente de Flores.....	49
2.3.6.4	Coeficiente de Pöpel.....	49
2.3.6.5	Coeficientes de variación de caudal k_1 y K_2	49
2.3.7	Caudal máximo horario doméstico (Q_{MH})	50
2.3.8	Caudal de diseño (Q_{DT})	50
2.4	CRITERIOS DE DISEÑO	51
2.4.1	Ecuaciones para el diseño.....	51
2.4.1.1	Ecuaciones de Colebrook - White	51
2.4.1.2	Ecuación de Manning	51
2.4.1.3	Ecuación de continuidad.....	51
2.4.1.4	Sección llena	52
2.4.1.5	Sección parcialmente llena.....	53
2.4.1.6	Relaciones de tirantes, velocidades y caudales.....	53
2.4.2	Coeficiente "n" de rugosidad.....	53
2.4.3	Diámetro mínimo	53
2.4.4	Criterio de la tensión tractiva	54
2.4.4.1	Determinación empírica de la tensión tractiva mínima	54
2.4.5	Pendiente mínima.....	55
2.4.5.1	Pendiente mínima admisible.....	56
2.4.5.2	Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal.....	58
2.4.6	Pendiente máxima admisible.....	58
2.4.7	Tirante máximo de agua	58
2.4.8	Velocidad crítica.....	58
2.4.9	Control de remanso	58
2.5	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO.....	58
2.5.1	Profundidad mínima de instalación.....	58
2.5.1.1	Recubrimiento mínimo a la cota clave.....	59
2.5.1.2	Conexión de descargas domiciliarias	59
2.5.2	Profundidad máxima.....	59
2.5.3	Ubicación de los colectores	60
2.5.4	Ubicación de cámaras de inspección	60
2.5.5	Distancia entre elementos de inspección	61
2.5.6	Dimensiones del ancho de zanja.....	61
2.5.7	Anchos de zanja para dos (2) o más colectores.....	62
2.5.8	Dimensiones de las cámaras de inspección.....	62
2.5.9	Canaletas media caña	62
2.5.10	Cámaras con caída.....	62

2.5.11	Etapas de construcción	63
2.5.12	Materiales	63
CAPITULO 3 - INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES.....		64
3.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	64
3.2	ESTUDIOS DE SOPORTE.....	64
3.3	DETERMINACIÓN DE CAUDALES	64
3.3.1	Caudales de aguas residuales	64
3.3.2	Contribución pluvial adicional	64
3.4	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO	64
3.5	TRAZADO DE DIRECTRICES.....	65
3.6	CONDICIONES ESPECÍFICAS A SER ATENDIDAS EN EL PROYECTO	65
3.7	REMANSO EN INTERCEPTORES.....	66
3.8	MATERIALES UTILIZADOS EN INTERCEPTORES.....	66
3.9	DISIPADORES DE ENERGÍA.....	66
3.10	CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	67
3.11	INTERCONEXIÓN DE COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES SITUADO EN COTAS DISTINTAS.....	67
CAPITULO 4 -SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL		68
4.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	68
4.2	CONSIDERACIONES GENERALES	68
4.3	COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	69
4.4	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	69
4.4.1	Período de diseño.....	69
4.4.2	Áreas de aporte	69
4.4.3	Caudal de diseño.....	69
4.4.4	Curvas de intensidad-duración-frecuencia	70
4.4.5	Ecuaciones intensidad-duración-frecuencia	71
4.4.6	Frecuencia de lluvias - Periodo de retorno de diseño	72
4.4.7	Intensidad de precipitación	73
4.4.8	Coefficiente de escurrimiento	74
4.4.9	Tiempo de concentración	75
4.4.9.1	Tiempo de entrada, T_e	75
4.4.9.2	Tiempo de recorrido, T_t	76
4.5	CRITERIOS DE DISEÑO	77
4.5.1	Ecuaciones para el diseño.....	77

4.5.1.1	Ecuación de Manning	77
4.5.1.2	Ecuación de Continuidad.....	77
4.5.1.3	Sección llena	77
4.5.1.4	Sección parcialmente llena.....	77
4.5.1.5	Relaciones de tirantes, velocidades y caudales.....	77
4.5.2	Coefficiente “n” de rugosidad de Manning.....	77
4.5.3	Diámetro mínimo	78
4.5.4	Criterio de la tensión tractiva	78
4.5.4.1	Tensión tractiva mínima.....	78
4.5.4.2	Determinación empírica de la tensión tractiva mínima.....	78
4.5.5	Pendiente mínima.....	79
4.5.5.1	Pendiente mínima admisible.....	80
4.5.5.2	Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal.....	81
4.5.6	Pendiente máxima admisible.....	82
4.5.7	Tirante de agua.....	82
4.6	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO.....	82
4.6.1	Profundidad mínima de instalación.....	82
4.6.1.1	Recubrimiento mínimo a la cota clave.....	82
4.6.1.2	Conexión de descargas domiciliarias	82
4.6.2	Profundidad máxima.....	82
4.6.3	Ubicación de colectores.....	82
4.6.4	Tipos de sección admitidos	82
4.6.5	Ubicación de cámaras de inspección	83
4.6.6	Distancia entre elementos de inspección	83
4.6.7	Dimensiones del ancho de zanja.....	83
4.6.8	Anchos de zanja para dos (2) o más colectores.....	83
4.6.9	Dimensiones de las cámaras de inspección.....	83
4.6.10	Canaletas media caña	83
4.6.11	Cámaras con caída.....	83
4.6.12	Ubicación de las bocas de tormenta.....	84
4.6.13	Interconexión entre tramos de colectores.....	84
4.6.14	Etapas de construcción	84
4.6.15	Materiales	84
CAPITULO 5 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO		85
5.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	85
5.2	CONSIDERACIONES GENERALES	85
5.3	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	85
5.4	CAUDAL DE DISEÑO.....	86
CAPITULO 6 - ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS PARA SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES		87
6.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	87
6.2	CONSIDERACIONES GENERALES	87

6.3	CUNETAS	87
6.3.1	Descarga admisible	87
6.3.2	Diseño de cunetas	87
6.4	SUMIDEROS	87
6.4.1	Ubicación de sumideros	87
6.4.2	Diseño de sumideros	88
6.5	CÁMARAS DE INSPECCIÓN	88
6.6	CÁMARAS DE CAÍDA	88
6.7	TRANSICIONES EN COLECTORES	88
6.8	RÁPIDAS DE CAÍDAS ESCALONADAS	89
6.9	CANALES	89
6.9.1	Canales revestidos	89
6.9.2	Canales de hormigón con pendiente menor o igual al 8	89
6.9.3	Canales de hormigón con pendiente mayor al 8%.....	89
6.10	AMORTIGUADORES DE ENERGÍA	89
6.10.1	Amortiguadores por impacto.....	89
6.10.2	Amortiguadores con resalto hidráulico	90
6.11	CANAL DE ENTREGA ENTRE EL AMORTIGUADOR Y LA DESCARGA	90
6.12	SIFONES INVERTIDOS	90
6.12.1	Diámetro mínimo	90
6.12.2	Velocidad mínima	90
6.12.3	Sistema de limpieza.....	90
6.13	CANALIZACIÓN DE CAUCES	90
6.14	CONTROL DE LA EROSIÓN EN LA DESCARGA	91
6.14	Alineamiento	91
6.14.2	Pendiente.....	91
6.15	ALIVIADEROS	91
6.15.1	Consideraciones para su proyección	91
6.15.2	Estudios básicos.....	91
6.15.3	Parámetros de diseño.....	92
6.15.3.1	Caudal de alivio	92
6.15.3.2	Frecuencia de aliviós.....	92
6.15.3.3	Volumenes esperados de alivio	92
6.15.3.4	Capacidad del curso o cuerpo de agua receptor de asimilar las cargas contaminantes y volúmenes de agua de alivio	92
6.15.3.5	Comportamiento hidráulico.....	92
6.15.4	Métodos de cálculo.....	93

CAPITULO 7 - ESTACIONES DE BOMBEO.....	94
7 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	94
7.1 CONSIDERACIONES GENERALES	94
7.1.1 Ubicación	94
7.1.2 Otras consideraciones	94
7.2 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	95
7.2.1 Período de diseño.....	95
7.2.2 Caudal de diseño.....	95
7.2.3 Colector, interceptor o emisario afluyente	95
7.3 CRITERIOS DE DISEÑO	95
7.3.1 Pozos de succión.....	96
7.3.2 Control de tamaños de sólidos	96
7.3.3 Potencia de las bombas y motores.....	96
7.3.4 Golpe de ariete	96
7.3.5 Válvulas y accesorios	96
7.4 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO.....	97
7.5. SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS	98
7.6 DETERMINACIÓN DE LAS UNIDADES COMPLEMENTARIAS.....	99
7.7 INSTALACIONES.....	99
7.8 OTROS DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES	100
7.9 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA	100
7.10 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN.....	100
7.11 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO.....	100
CAPITULO 8. - OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y CONTROL.....	101
8.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	101
8.2 COMPETENCIA	101
8.3 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA	101
8.3.1 Ensayo de infiltración.....	101
8.3.2 Ensayo de exfiltración.....	101
8.3.3 Ensayo de hermeticidad con aire	101
8.4 ASPECTOS DE MANTENIMIENTO.....	102
8.5 MEDICIONES E INSTRUMENTACIÓN.....	102
8.6 CONTROL DE GASES	103
8.7 CONTROL DE VERTIMIENTOS INDUSTRIALES Y COMERCIALES.....	103

CAPITULO 9 - REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA TUBERÍAS	104
9.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	104
9.2 CONSIDERACIONES GENERALES	104
9.3 MATERIALES PARA TUBERÍAS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS	105
9.4 UNIONES DE TUBERÍAS	106
9.5 REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES	107
9.5.1 Generalidades	107
9.5.2 Factores de seguridad en el diseño y comportamiento límite	108
9.5.3 Tuberías rígidas	108
9.5.3.1 Tuberías en zanja	110
9.5.3.2 Tuberías en rellenos	110
9.5.3.3 Tuberías en rellenos o zanjas con proyección positiva	111
9.5.3.4 Tuberías con proyección negativa	113
9.5.3.5 Tuberías en rellenos en condiciones de zanja inducida	113
9.5.4 Tuberías flexibles	114
9.5.4.1 Generalidades	114
9.5.4.2 Diseño de tuberías de fierro dúctil	115
9.5.4.3 Diseño de tuberías de acero	115
9.5.4.4 Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles	115
9.5.4.5 Diseño de tuberías flexibles	116
9.5.4.6 Instalación de tuberías flexibles	117
Anexo A (Normativo) - Trabajos topográficos	118
A.1 INTRODUCCIÓN	118
A.2 PLANIMETRÍA	119
A.3 ALTIMETRÍA	119
A.4 TAQUIMETRÍA	120
A.5 REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)	121
A.6 PRECISIÓN REQUERIDA	121
A.7 INSTRUCCIONES GENERALES	122
A.8 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS	123
A.9 DIBUJO	124
Anexo B (Normativo) - Presentación de planos y Memorias de cálculo	125
B.1 PLANOS	125

B.2	MEMORIAS	125
B.3	FORMATO DE PRESENTACIÓN DE CARPETAS	126

Diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales
CAPITULO 0 REFERENCIAS GENERALES**0.1 SISTEMA DE UNIDADES**

año	año
d	día
h	hora
min	minuto
s	segundo
ha	hectárea
hab	habitante
°C	grados Celsius
kPa	kilo Pascal
kg	kilogramo
L -l	litro
lb	libra
km	kilómetro
m	metro
m ²	metro cuadrado
m ³	metro cúbico
mm	milímetro
N	Newton
MPa	Mega Pascal
Pa	Pascal
%	porcentaje
plg	pulgada

0.2 VARIABLES

a	constante que depende del tipo de superficie (4.4.9.1)	adimensional
a	área de contribución (2.3.5.1)	ha
A	área de la superficie de las zonas afluentes (4.4.3)	ha (km ²)
A	área de la sección (2.4.1.3)	m ²
A	área total de la cuenca de drenaje (4.4.8)	ha
A _i	área de cada sector (4.4.8)	ha
B _d	ancho de la zanja (9.5.3)	m
C	coeficiente de retorno (2.3.4) (2.3.5.1)	adimensional
C	coeficiente de escurrimiento (4.4.3), (4.4.9.1)	adimensional
C _c	coeficiente de carga	adimensional
C _d	coeficiente de carga	adimensional
C _i	coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector (4.4.8)	adimensional
d	densidad poblacional	hab/ha
d _s	diámetro del tubo de alcantarillado sanitario (2.5.3)	m
d _p	diámetro del tubo de alcantarillado pluvial (2.5.3)	m
D	diámetro	m (mm) (plg)
D _e	diámetro externo de la tubería	m

D_f	dotación futura (2.3.3.1)	L/hab/d
D_o	dotación inicial (2.3.3.1)	L/hab/d
Dot	consumo de agua per cápita (2.3.5.1)	L/hab/d
$d_{90\%-95\%}$	diámetro específico de las partículas a ser transportadas de 90 % al 95 % (2.4.4.1) (4.5.4.2)	m
Δy_p	deflexión preestablecida durante el ensayo	m
E	módulo de elasticidad del material de la tubería	MPa
e	base de logaritmo natural	2,71828
f	constante (2.4.4.1) (4.5.4.2)	adimensional
F	fuerza sobre el tubo	N/m
F_f	factor de forma de la tubería	adimensional
Φ'	ángulo de fricción interna entre el material del relleno y el suelo	grado (°)
g	aceleración de la gravedad, igual a 9,81	m/s ²
γ_a	peso específico del material de fondo (2.4.4.1) (4.5.4.2)	kg/m ³
γ_r	peso unitario del material de relleno (9.5.3) (9.5.4.1)	N/m ³
γ_w	peso específico del agua (2.4.4.1) (4.5.4.2)	kg/m ³
H	altura del relleno por encima de la parte superior del tubo (9.5.3) (9.5.3.3)	m
h	tirante de agua	% (m)
i	índice de crecimiento poblacional anual (2.3.2.1)	porcentaje
i	intensidad media de la lluvia (4.4.3)	L/s/ha (mm/h)
I	momento de inercia de la sección transversal de la pared del tubo (9.5.4.5)	m ⁴ /m
K/D	rugosidad relativa de la pared de la tubería (2.4.1.1)	m/m
k	relación de Rankine de presión lateral unitaria a presión vertical unitaria (9.5.3)	adimensional
k_t	rigidez del tubo (9.5.4.5)	N/m
k_1	coeficiente de máximo caudal diario (2.3.6.5)	adimensional
k_2	coeficiente de máximo caudal horario (2.3.6.5)	adimensional
L	longitud del tramo de colector (2.3.5.5)	m
L	longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial (4.4.9.1)	m
L_C	longitud del colector (4.4.9.2.)	m
L_f	factor de soporte para tuberías rígidas	adimensional
M	coeficientes de punta de Harmon, Coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 , Pöpel, Babbit y Flores	adimensional
m	fracción del diámetro de la tubería de alcantarillado sobre la cual la presión lateral es efectiva (9.5.3.3)	adimensional
m	coeficiente de retardo (4.4.9.1)	adimensional
μ'	coeficiente de fricción entre el material de relleno y las paredes de la zanja (9.5.3)	adimensional
N	parámetro función de la clase de soporte	adimensional
$N_i; N_f$	número de lotes al inicio y final del proyecto	adimensional
n	coeficiente de rugosidad de Manning	adimensional
P_i	población inicial	hab
P_f	población final	hab
q	relación entre la presión lateral total y la carga vertical total sobre la tubería (9.5.3.3)	adimensional
Q_p	caudal pico de escurrimiento de aguas pluviales (4.4.3)	L/s (m ³ /s)
Q	caudal (2.4.1.3)	m ³ /s
Q_C	consumo de agua residual comercial	L/s
Q_{CE}	caudal por conexiones erradas	L/s

Q_{DT}	caudal de diseño	L/s
Q_I	consumo de agua residual industrial	L/s
Q_{INF}	caudal por infiltración	L/s
q_{inf}	coeficiente de infiltración en tubos (2.3.5.5)	L/s/m
Q_{IP}	consumo de agua residual de instituciones públicas	L/s
Q_{II}	capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena) (2.4.5)	L/s
Q_{MD}	caudal medio diario doméstico (2.3.5.1) (2.3.7)	L/s
Q_{MH}	caudal máximo horario doméstico	L/s
Q_P	caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena) (2.4.5)	L/s
r	radio medio del tubo (9.5.4.5)	m
R_H	radio hidráulico	m
ρ	densidad del agua (2.4.4)	kg/m ³
S	pendiente	m/m
S_h	separación horizontal entre generatrices (2.5.3)	m
S_v	separación vertical entre generatrices (2.5.3)	m
S_{min}	pendiente mínima del tramo de tubería (2.4.5)	m/m
t	periodo de diseño	años
τ	fuerza o tensión tractiva	Pa (kg/m ²)
τ_{min}	tensión tractiva mínima (2.4.5)	Pa
t_o	tasa de ocupación poblacional	hab/lote
T_c	tiempo de concentración	min
T_e	tiempo de entrada	min
T_t	tiempo de recorrido o de flujo	min
θ	ángulo central (2.4.1.5)	grado sexagesimal
V	velocidad	m/s
V_c	velocidad crítica	m/s
V_s	velocidad superficial	m/s
V_e	velocidad media de escurrimiento superficial (4.4.9.1)	m/s
ν	viscosidad cinemática (2.4.1.1)	m ² /s
V_m	velocidad media del flujo en el colector (4.4.9.2)	m/s
W_d	carga muerta del suelo sobre la tubería (9.5.3)	N/m
x	pámetro que depende del área sobre el cual actúa la presión lateral (9.5.3.3)	adimensional

0.3 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

ASAS	Alcantarillado Sin Arrastre de Sólidos
ASTM	American Society for Testing Material
AWWA	American Water Works Association Standard
BM	Bench Mark
DN	Diámetro nominal
EIA	Evaluación de Impacto Ambiental
FAA	Federal Aviation Administration
IDF	Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia
IGM	Instituto Geográfico Militar
INE	Instituto Nacional de Estadística
MM	Medidas de Mitigación
MMPASA	Medidas de Mitigación y Plan de Aplicación y Seguimiento Ambiental
PASA	Plan de Aplicación y Seguridad Ambiental
SASC	Sistema de Alcantarillado Sanitario Condominial
SAM	Sistema de Alcantarillado Modular 100 % Plástico

SAS	Sistema de Alcantarillado Simplificado
SCS SOIL	Conservation Service
TL	Terminal de Limpieza
TiL	Tubo de Inspección y Limpieza

0.4 REFERENCIAS

Las siguientes son normas técnicas a las cuales se hace referencia en esta norma (Coordinar lo establecido en esta norma y lo propuesto en las demás normas).

0.4.1 Normas Bolivianas

NB 686	Tuberías de hormigón - Tubos de hormigón para alcantarillado
NB 687	Tuberías de hormigón - Tubos de hormigón armado para alcantarillado
NB 689	Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable (Segunda revisión)
NB 707	Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Dimensiones (Correspondiente a la norma DIN 16961-1)
NB 708	Tubos y accesorios de pared perfilada, fabricados en material termoplástico con superficie externa corrugada y superficie interna lisa - Requisitos técnicos (Correspondiente a la norma DIN 16961-2)
NB 1070	Especificación para tubos y accesorios de poli(cloruro de vinilo) (PVC) para alcantarillado - Tipo PSM (Correspondiente a la norma ASTM D 3034-96)

NOTA

Véanse las normas de materiales de saneamiento básico.

0.4.2 Normas AWWA

C 104	American National Standard for cement-mortar lining for ductile-iron pipe and fittings for water.(ANSI A 21.4)
C 105	American National Standard for polyethylene encasement for ductile-iron pipe systems.(ANSI A 21.5)
C 106	American National Standard for cast iron pipe centrifugally cast in metal molds, for water or other liquids.(ANSI A 21.6)
C 110	American National Standard for ductile-iron and gray-iron fittings, 3 In Through 48 In. (75 mm Through 1200 mm), for water and other liquids. (ANSI A 21.10)
C 115	American National Standard for flanged ductile-iron pipe with ductile-iron or gray-iron threaded flanges. (ANSI A 21.15)
C 902	Standard for polybutylene (PB) pressure pipe and tubing, ½ In. Through 3 In., for water

0.4.3 Normas ASTM

A 74	Specification for cast iron soil pipe and fittings
A 475	Standard specification for general requirements for delivery of zinc coated (galvanized) iron or steel sheets, coils and cut lengths coated by the hot dip method
A 746	Specification for ductile iron gravity sewer pipe
A 760	Specification for corrugated steel pipe, metallic-coated for sewers and drains
A 762	Specification for corrugated steel pipe, polymer precoated for sewers and drains

C 14	Standard specification for concrete sewer, storm drain, and culvert pipe
C 76	Standard specification for reinforcement concrete culvert, storm drain, and sewer pipe
C 260	Air entrainment admixtures for concrete
C 361	Standard specification for reinforced concrete low-head pressure pipe
C 428	Standard specification for asbestos-cement nonpressure sewer pipe
C 443	Standard specification for joints for circular concrete sewer and culvert pipe, using rubber gaskets
C 506	Specification for reinforced concrete arch culvert, storm drain and sewer pipe
C 507	Specification for reinforced concrete elliptical culvert, storm drain and sewer pipe
C 582	Contact-molded reinforced thermosetting plastic (RTP) laminates for corrosion-resistant equipment
C 618	Coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete
C 644	Standard terminology relating to iron castings
C 655	Specification for reinforced concrete D-load culvert, storm drain and sewer pipe
C 877	Specification for external sealing bands for noncircular concrete sewer, storm drain and culvert pipe
C 924	Testing concrete pipe sewer lines by low pressure air test method
C 969	Infiltration and exfiltration acceptance testing of installing precast concrete pipe sewer lines
C 1214	Concrete pipe sewer lines by negative air pressure (vacuum) test method
D 1248	Specification for polyethylene plastics molding and extrusion materials
D 1784	Specification for Rigid Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Compounds and Chlorinated Poly (Vinyl Chloride) (CPVC) Compounds
D 2122	Test method for determining dimensions of Thermoplastic pipe and fittings
D 2235	Specification for solvent cement for acrylonitrile - butadiene - styrene (ABS) plastic pipe
D 2239	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled inside diameter
D 2310	Specification for machine-made classification, reinforced thermosetting-resin (RTR) pipe, classification
D 2412	Test method for determination of external loading characteristics of plastic pipe, by parallel-plate loading
D 2444	Test method for impact resistance of Thermoplastic pipe and fittings by means of a Tup (Falling Weight)
D 2564	Specification for solvent cements for PVC piping systems
D 2581	Specification for polybutylene (PB) plastic molding/extrusion materials
D 2680	Specification for acrylonitrile-butadiene-styrene (ABS) and Poly (Vinyl Chloride) (PVC) composite sewer pipe
D 2751	Specification for sewer pipe fittings - ABS, by single/simultaneous multiple coextrusion
D 2996	Specification for filament-wound glass-fiber-reinforced thermosetting-resin (fiberglass) pipe
D 2997	Specification for fiberglass pipe-centrifugally cast
D 3033	Specification for type PSP Poly (Vinyl Chloride) (PVC) sewer pipe and fittings
D 3034	Specification for Type PSM Poly (Vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Fittings
D 3035	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled outside diameter
D 3212	Specification for joint for drain/sewer plastic pipes, using flexible elastomeric seals

D 3261	Specification for butt heat fusion polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) pipe and tubing
D 3262	Specification for fiberglass sewer pipe, for conveying sanitary sewage/storm water/industrial wastes
D 3350	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe based on outside diameter.
D 3681	Specification for chemical resistance of fiber glass (glass fiber reinforced thermosetting resin) pipe in a defected condition
D 3754	Specification for fiberglass (Glass-Fiber-Reinforced Thermosetting-Resin) sewer and industrial pressure pipe
F 477	Standard specification for elastomeric seals (gaskets) for joining plastic pipe
F 545	Standard specification for PVC and ABS injected solvent cemented plastic pipe joints
F 679	Standard specification for polyninyl chloride (PVC) large-diameter plastic gravity sewer pipe and fittings
F 714	Standard specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on outside diameter
F 809	Standard specification for large diameter polybutilene plastic pipe
F 894	Standard specification for polyethylene (PE) large diameter profile wall sewer and drain pipe
F 949	Specification for Poly (Vinyl Chloride) Corrugated Sewer Pipe With a Smooth Interior and Fittings
F 1417	Standard test method for installation acceptance of plastic gravity sewer lines using low pressure air

0.4.4 Normas ISO

881	Asbestos-cement pipes, joints and fittings for sewerage and drainage.
2531	Tubos, racores y accesorios de fundición dúctil para canalizaciones a presión
4435	Tubos y accesorios de Poli (Cloruro de Vinilo) no plastificado (PVC-U) para sistemas de drenaje y alcantarillado; con unión flexible; SDR 34 con diámetros nominales 110; 160; 200; 250 y 315 mm; SDR 41 con diámetros nominales 160; 200; 250 y 315 mm
4633	Juntas de estanqueidad de caucho - Guarniciones de juntas de canalizaciones de alimentación y evacuación de aguas (alcantarillados incluidos - Especificación de materiales
5208	Ensayos de fábrica para válvulas de mariposa
5210	Conexión a los mecanismos manuales y eléctricos para válvulas de mariposa
5752	Dimensiones entre caras de las válvulas bridadas
5752-14	Dimensionamiento de válvulas de mariposa
7005-2	Bridas de unión para válvulas
7259	Válvulas con compuertas revestidas de elastómero

0.4.5 Normas AASHTO

M 36	Zinc coated (galvanized) corrugated iron or steel culverts
M 245	Precoated, galvanized steel culverts and under drains

0.4.6 Lista de tablas y figuras

Tabla 1.1 -	Procesamiento de la información topográfica
Tabla 2.1 -	Periodo de diseño
Tabla 2.2 -	Métodos para el cálculo de la población futura

- Tabla 2.3 - Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura
- Tabla 2.4 - Dotación media - (L/hab/d)
- Tabla 2.5 - Coeficientes de infiltración en tubos - q_{inf} (L/s/m)
- Tabla 2.6 - Valores del coeficiente de Pöpel
- Tabla 2.7 - Valores del coeficiente k_2
- Tabla 2.8 - Valores de las rugosidades de las tuberías
- Tabla 2.9 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,10$
- Tabla 2.10 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,15$
- Tabla 2.11 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal
- Tabla 2.12 - Profundidad mínima de colectores
- Tabla 2.13 - Dimensiones mínimas de zanja
- Tabla 4.1 - Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca
- Tabla 4.2 - Periodos de retorno o grado de protección
- Tabla 4.3 - Factor de reducción
- Tabla 4.4 - Coeficientes de escurrimiento superficial
- Tabla 4.5 - Coeficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización
- Tabla 4.6 - Coeficiente de retardo
- Tabla 4.7 - Constante "a" de velocidad superficial
- Tabla 4.8 - Valores del coeficiente de rugosidad
- Tabla 4.9 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,10$
- Tabla 4.10 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal
- Tabla 9.1 - Tipos de tuberías y materiales aceptados para alcantarillados
- Tabla 9.2 - Tipos de tubería rígida para alcantarillados
- Tabla 9.3 - Tipos de tubería flexible para alcantarillados
- Tabla 9.4 - Tipos de uniones de tuberías
- Tabla 9.5 - Factor de carga para diferentes estructuras de soporte o apoyo
- Tabla 9.6 - Valores de F_f para tubos circulares, elípticos y en arco
- Tabla 9.7 - Valores de N
- Tabla 9.8 - Valores de x
- Tabla 9.9 - Tolerancias para la fundición de tuberías de fierro dúctil
- Tabla 9.10 - Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles cargadas por medio del ensayo de placas paralelas
- Figura 2.1 - Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena
- Figura 9.1 - Coeficiente de carga para tuberías rígidas en condiciones de instalación en rellenos con proyección positiva

CAPITULO 1 - MARCO CONCEPTUAL

1.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta norma establece disposiciones para las etapas de concepción, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y control de todas las obras, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, adecuabilidad, calidad y sostenibilidad a lo largo de su vida útil.

El presente capítulo establece las condiciones requeridas para la concepción y desarrollo de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. De esta manera permite orientar la planificación, diseño, construcción, supervisión técnica, operación, mantenimiento y seguimiento de estos sistemas y sus componentes.

Se incluyen los elementos de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales que conforman los alcantarillados sanitarios, pluviales y combinados, sus diferentes componentes y estaciones de bombeo. Se consideran además nuevas tecnologías y sistemas aislados de disposición como alternativas a los sistemas convencionales.

1.2 DEFINICIONES

Las definiciones de los términos utilizados en la presente norma se interpretan con el significado que se asigna a continuación:

1.2.1 Afluente

Agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.

1.2.2 Aguas pluviales

Aguas provenientes de la precipitación de aguas de lluvia.

1.2.3 Aguas residuales

Desechos líquidos provenientes de residencias, instituciones, fábricas o industrias.

1.2.4 Aguas residuales domésticas

Desechos líquidos provenientes de los hábitos higiénicos del hombre en actividades domésticas.

1.2.5 Aguas residuales industriales

Desechos líquidos provenientes de las actividades industriales.

1.2.6 Alcance de proyecto

Año previsto para que el sistema proyectado opere con la utilización plena de su capacidad.

1.2.7 Alcantarillado

Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de aguas residuales o aguas pluviales.

1.2.8 Alcantarillado pluvial

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas pluviales.

1.2.9 Alcantarillado sanitario

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas residuales domésticas y/o industriales.

1.2.10 Alcantarillado combinado

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas pluviales.

1.2.11 Alcantarillado separado

Sistema constituido por un tubo de alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas pluviales que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

1.2.12 Aliviadero

Estructura diseñada en colectores combinados, con el propósito de separar los caudales que exceden la capacidad del sistema y conducirlos a un sistema de drenaje de agua pluvial.

1.2.13 Altura de recubrimiento del colector

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o la rasante de la vía y la clave del colector.

1.2.14 Área tributaria

Superficie que aporta hacia un tramo o punto determinado.

1.2.15 Boca de tormenta

Estructura hidráulica destinada a captar las aguas pluviales de vías públicas, con la finalidad de conducir las al colector.

1.2.16 Cámara de inspección domiciliaria

Cámara destinada para la inspección y limpieza de la tubería de recolección, ubicada en el interior del inmueble. Sirve para recoger las aguas residuales, pluviales o combinadas provenientes de los domicilios.

1.2.17 Cámara de conexión

Cámara que recibe las aguas pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta.

1.2.18 Cámara de caída

Estructura utilizada para disipar la energía de caída cuando una tubería llega a una altura considerable respecto de la tubería de salida.

1.2.19 Cámara de inspección o pozo de visita

Cámara que se instala en los cambios de dirección, diámetro o pendiente en las tuberías de alcantarillado de la red pública, la misma sirve para permitir la inspección y mantenimiento de los colectores. Visitable a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos (2) o más colectores o recibir las tuberías de conexión de las bocas de tormenta. Estructura de mampostería de piedra o ladrillo u hormigón, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica y con tapa removible.

1.2.20 Caja de paso

Cámara sin acceso, localizada en puntos singulares por necesidad constructiva y que permite el paso del equipo para limpieza del tramo aguas abajo. Puede ser utilizada en sustitución de la cámara de inspección en casos de cambio de dirección, pendiente, diámetro y material.

1.2.21 Canal

Cauce artificial, revestido o no, o estructura hidráulica cubierta, que se construye para conducir las aguas pluviales hasta su entrega final en un cauce natural.

1.2.22 Caracterización de las aguas residuales

Determinación del caudal y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales, según su procedencia.

1.2.23 Caudal de aporte

Caudal doméstico de contribución medio, máximo y mínimo (L/s).

1.2.24 Caudal de diseño

Caudal máximo horario doméstico de contribución de aguas residuales, además de los caudales adicionales por conexiones erradas, por infiltración y de descarga concentrada, se calcula para la etapa inicial y final del periodo de diseño.

1.2.25 Caudal pico

Máximo caudal que ocurre bajo las condiciones físicas de la cuenca de drenaje pluvial, debido a una lluvia de una frecuencia dada y varias duraciones, incluyendo la contribución de la napa freática. Se denomina también caudal de diseño en alcantarillado pluvial.

1.2.26 Caudal por conexiones erradas

Contribución de caudal debido a la conexión de aguas pluviales en la red de alcantarillado sanitario.

1.2.27 Caudal por infiltración

Agua proveniente del subsuelo, adicional para el sistema separado y combinado.

1.2.28 Coeficiente de escurrimiento

Valor que se aplica al caudal superficial pluvial según el tipo de revestimiento de calles.

1.2.29 Coeficiente de punta

Relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario doméstico. Usualmente para su determinación se utilizan fórmulas que relacionan el coeficiente con la población, por considerar que las mismas cubren los factores que están ligados a los siguientes aportes: El tamaño del área servida, la densidad y la forma del área.

1.2.30 Coeficiente de retorno

Porcentaje del caudal de agua potable que se asigna al caudal de aguas residuales.

1.2.31 Coeficiente de rugosidad

Parámetro que representa el efecto de fricción del contorno del conducto sobre el flujo.

1.2.32 Colector

Tubería que funcionando como conducto libre, recibe la contribución de aguas residuales o pluviales en cualquier punto a lo largo de su longitud. Conducto destinado a transportar las aguas pluviales desde el punto de captación hasta la disposición final y puede tener sección transversal circular, rectangular, oval u otra forma.

1.2.33 Colector principal

Conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, para conducirlos a plantas de tratamiento de aguas residuales o a cuerpos de agua.

1.2.34 Colector secundario

Colector de diámetro menor que se conecta a un colector principal.

1.2.35 Conexión domiciliaria

Tubería que transporta las aguas residuales y/o pluviales desde la cámara de inspección domiciliaria hasta un colector público.

1.2.36 Conexiones cruzadas

Conexión domiciliaria de aguas residuales al alcantarillado pluvial o viceversa.

1.2.37 Contribuciones de aguas residuales

Volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales.

1.2.38 Consumo

Volumen de agua potable recibido por el usuario en un periodo determinado.

1.2.39 Cordón de acera

Construcción destinada a separar la calzada de la acera, conformando de esta manera la cuneta.

1.2.40 Costo de inversión

Suma de recursos financieros necesarios para la ejecución de una obra.

1.2.41 Cota de clave

Nivel del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería o colector.

1.2.42 Cota de solera

Nivel del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería o colector.

1.2.43 Criterios de diseño

Datos básicos que permiten el diseño de una estructura o componente de un sistema.

1.2.44 Cuenca de contribución

Área determinada, cuyas aguas residuales fluyen hacia un punto único de concentración.

1.2.45 Cuerpo receptor

Cualquier curso de agua natural o masa de agua natural o de suelo que recibe el lanzamiento o descarga del efluente final.

1.2.46 Cuneta

Canal de sección triangular o semicircular generalmente ubicado entre el cordón de acera y la calzada de una calle, destinado a conducir las aguas pluviales o superficiales hacia los sumideros o bocas de tormenta.

1.2.47 Densidad de población

Número de personas que habitan dentro de un área tributaria determinada, generalmente expresada en hab/ha.

1.2.48 Desarrollo comunitario

Estrategia social centrada en la gente, que permite la participación de mujeres y hombres, adolescentes, niñas y niños, en todas las actividades de la implementación del sistema, que están determinados por su contexto socio-cultural, económico y ambiental.

1.2.49 Diámetro

Medida interna real de conductos circulares.

1.2.50 Disposición final

Destino final del efluente de aguas residuales a una planta de tratamiento o cuerpo receptor de agua.

1.2.51 Dotación

Cantidad de agua promedio diaria por habitante que suministra el sistema de agua potable, expresada en litros por habitante por día.

1.2.52 Educación sanitaria y ambiental

Proceso educativo por el cual los usuarios de los servicios, identifican y modifican los comportamientos y hábitos que pueden afectar o contribuir en su salud y su entorno ambiental.

1.2.53 Efluente

Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

1.2.54 Emisario

Conducto, canal o tubería que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su recorrido no recibe contribución alguna.

1.2.55 Entibado

Estructura de madera o metálica que se coloca para evitar el revenimiento o derrumbe de las excavaciones efectuadas y que ayuda a instalar tuberías o implantar estructuras profundas, hasta 5 m.

1.2.56 Escurrimiento

Volumen que llega a la corriente poco después de comenzada la lluvia.

1.2.57 Estación de bombeo

Conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior, haciendo uso de equipos de bombeo.

1.2.58 Estación elevadora

Estructura que permite transportar aguas residuales o pluviales de un nivel inferior a uno superior.

1.2.59 Estructura de conexión o estructura-cámara

Estructura construida para la unión de uno o más colectores, con el fin de permitir cambios de alineamiento horizontal y vertical en el sistema de alcantarillado.

1.2.60 Evaluación de Impacto Ambiental

Identificación de los posibles impactos del proyecto al ambiente; se determinan en forma

preliminar las medidas de mitigación correspondientes, con el fin de obtener la categorización del estudio a realizarse mediante la emisión de un certificado de descargo (Categorías I y II) o mediante un certificado de dispensación (Categorías III y IV).

1.2.61 Evaluación financiera

Comparación de los beneficios y costos atribuibles a la ejecución del proyecto desde el análisis de la relación costo - beneficio.

1.2.62 Evaluación socio-económica

Estudio que permite fundamentalmente conocer las condiciones por estratos socioeconómicos de la población y su predisposición de pago por los servicios.

1.2.63 Frecuencia

Número de veces que, en promedio, se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un periodo definido.

1.2.64 Hidrograma

Gráfica que representa la variación del caudal pluvial con el tiempo en un sitio determinado, que describe usualmente la respuesta hidrológica de un área de drenaje a un evento de precipitación.

1.2.65 Hormigón armado

Material constituido por un hormigón que tiene un refuerzo consistente en barras de acero, estribos transversales o mallas electrosoldadas.

1.2.66 Hormigón simple

Hormigón que no tiene acero de refuerzo.

1.2.67 Intensidad de precipitación

Cantidad de agua pluvial caída sobre una superficie durante un tiempo determinado.

1.2.68 Instalación sanitaria domiciliaria

Conjunto de tuberías de agua potable, alcantarillado, accesorios y artefactos que se encuentran dentro de los límites de la propiedad.

1.2.69 Interceptor

Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.

1.2.70 Mantenimiento

Conjunto de acciones internas requeridas, que se ejecutan en las instalaciones y equipos, para prevenir o reparar daños ocurridos en las mismas.

1.2.71 Marco conceptual

Datos e ideas básicas que permiten definir el entorno y alcance de un proyecto.

1.2.72 Media caña

Parte interior inferior de una estructura de conexión o pozo de inspección, cuya forma semicircular orienta el flujo.

1.2.73 Operación

Conjunto de acciones externas requeridas para operar las instalaciones y equipos de la infraestructura sanitaria, para controlar su funcionamiento y la calidad de los servicios producidos.

1.2.74 Período de diseño

Lapso durante el cual se espera que las estructuras que se diseñan trabajen eficientemente.

1.2.75 Periodo de retorno

Número de años en que ocurre una intensidad de lluvia y que sirve como parámetro de diseño.

1.2.76 Plan maestro de alcantarillado

Plan de ordenamiento del sistema de alcantarillado de una localidad para un horizonte de planeamiento dado.

1.2.77 Planta de tratamiento

Unidad o conjunto de unidades destinadas a mejorar la calidad del agua de tal forma que produzcan en los cuerpos receptores, efectos compatibles con las exigencias legales y/o con la utilización aguas abajo de la población.

1.2.78 Población inicial

Población atendida en el año de inicio de operación de un sistema de alcantarillado sanitario.

1.2.79 Población final

Población atendida en el año de alcance de proyecto.

1.2.80 Población servida

Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

1.2.81 Población flotante

Número de habitantes que frecuenta en determinadas épocas del año el área comprendida por el proyecto, que es significativo para el dimensionamiento de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales.

1.2.82 Pozo de succión

Tanque o estructura dentro del cual las aguas son extraídas por bombeo.

1.2.83 Profundidad del colector

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o de la rasante de la vía y la solera del colector.

1.2.84 Ramal condominial

Tubería que recolecta aguas residuales de un conjunto de edificaciones que descarga a la red pública en un punto.

1.2.85 Red pública

Conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias.

1.2.86 Rasante

Perfil del eje longitudinal de la superficie de pavimentación de la vía pública. También se define como el borde del límite de la vivienda.

1.2.87 Sifón invertido

Estructura compuesta por una o más tuberías que funcionan a presión. Se utilizan cuando es necesario pasar las tuberías por debajo de ríos o quebradas.

1.2.88 Sistema de alcantarillado sanitario

Conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza, que recogen y transportan aguas residuales hasta la planta de tratamiento o disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

1.2.89 Sistema de alcantarillado pluvial

Conjunto de colectores secundarios, principales, cámaras de inspección, tuberías de conexión, cámaras de conexión, sumideros y conjunto cordón - cuneta, que recogen y transportan aguas pluviales hasta su disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales.

1.2.90 Sistema de alcantarillado sanitario separado

Sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales, con un solo tubo.

1.2.91 Sistema de alcantarillado combinado

Sistema que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y pluviales, en un solo tubo.

1.2.92 Sistema de alcantarillado sanitario condominial

Sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando el ramal condominial como unidad básica de conexión.

1.2.93 Sumidero

Estructura diseñada y construida para cumplir con el propósito de captar las aguas pluviales de escurrimiento que corren por las cunetas de las calzadas de las vías, para entregarlas a las estructuras de conexión o cámaras de inspección de los alcantarillados combinados o pluviales.

1.2.94 Tensión tractiva

Fuerza tractiva o tensión de arrastre, es la tensión tangencial ejercida por el líquido en escurrimiento sobre la pared del conducto.

1.2.95 Terminal de limpieza (TL)

Tubo, o dispositivo que permite la introducción de equipos de limpieza, y substituye el pozo de visita, localizado en la cabecera o arranque del colector. Prolongación del colector en forma vertical o utilizando accesorios de 45° que permite efectuar la limpieza en los tramos de arranque de la red.

1.2.96 Tiempo de concentración

Tiempo en minutos que tarda teóricamente la gota de agua para ir desde el punto más alejado de la cuenca de drenaje hasta el punto de concentración considerado. Es la suma de los tiempos de entrada y de recorrido.

1.2.97 Tiempo de entrada

Tiempo, en minutos, que tarda teóricamente una gota teórica de agua para alcanzar el punto superior del colector.

1.2.98 Tiempo de trayecto

Tiempo, en minutos, que tarda teóricamente una gota de agua desde la entrada de la misma en una sección considerada hasta otra sección, este tiempo debe ser calculado, tomando la velocidad media de flujo en la alcantarilla. Denominado también tiempo de flujo o de recorrido.

1.2.99 Tramo

Colector comprendido entre dos cámaras de inspección o pozos de visita.

1.2.100 Tramo de colector

Longitud de colector comprendida entre dos cámaras de inspección o tubos de inspección y limpieza, sucesivos.

1.2.101 Tramos iniciales

Tramos de colectores que dan comienzo al sistema de alcantarillado.

1.2.102 Tubo de inspección y limpieza (TiL)

Tubo vertical o con accesorios a 45° conectado a los colectores que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza, instalado en cualquier punto de la red en sustitución de algunas cámaras de inspección.

1.2.103 Tubo de Inspección de conexión predial

Dispositivo para ser utilizado en conexiones domiciliarias. Sustituye a las cajas de paso.

1.2.104 Tubo de inspección y limpieza de paso

Tubo vertical conectado a los colectores de la red pública que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza y es utilizado en los tramos intermedios de la red. Es un elemento generalmente prefabricado, llamado también tubo de inspección y limpieza de transición.

1.2.105 Tubo de inspección y limpieza condominial

Dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza. Esta pieza ha sido desarrollada especialmente para ser utilizada en los ramales condominiales.

1.2.106 Tubo de inspección y limpieza radial

Dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza y está compuesto por el tapón, tubo de inspección y cuerpo. Llamado también pozo de inspección visual. Utilizado en la red pública.

1.2.107 Tubería de conexión

Destinada a conectar la boca de tormenta con una cámara de inspección.

1.2.108 Tubo ó tubería

Conducto prefabricado, o construido en sitio, de hormigón simple, hormigón armado, plástico, poliuretano de alta densidad, fierro fundido, PVC, plástico con refuerzo de fibra de vidrio, u otro material cuya tecnología y proceso de fabricación cumpla con las normas técnicas correspondientes. Por lo general su sección es circular.

1.2.109 Volumen efectivo

Del pozo de succión, para efectos de cálculo, es aquel comprendido entre el fondo de la estación y el nivel medio de operación de las bombas.

1.2.110 Volumen útil

Del pozo de succión, comprendido entre el nivel máximo y el nivel mínimo de operación de bombeo.

1.3 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y/O PLUVIALES

1.3.1 Tipos de sistemas

1.3.1.1 Sistemas convencionales

Los sistemas de alcantarillado convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales o pluviales hasta los sitios de disposición final.

Los tipos de sistemas convencionales son: El alcantarillado separado y el alcantarillado combinado. En el primero, tanto las aguas residuales como las pluviales son recolectadas y transportadas mediante sistemas independientes; es decir, alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial; mientras que en el tipo combinado, esto se hace por el mismo sistema.

1.3.1.2 Sistemas no convencionales

Los sistemas de alcantarillado no convencionales son sistemas de menor costo basados en consideraciones de diseño adicionales y en una tecnología disponible para su operación y mantenimiento.

Dentro de estos sistemas alternativos están los denominados alcantarillados condominiales, los alcantarillados sin arrastre de sólidos, los alcantarillados modulares 100 % con material plástico y los alcantarillados simplificados. Los sistemas no convencionales deben constituir alternativas de saneamiento, cuando partiendo de sistemas in situ, se incrementa la densidad de población.

a) Los sistemas de alcantarillados sanitarios condominiales (SASC)

Son sistemas que recogen las aguas residuales de un conjunto de viviendas que normalmente están ubicadas en un área inferior a 1 ha, mediante el “ramal condominial”, y que se conecta a la red pública a través de un punto de inspección.

NOTA

Véase el Reglamento Técnico de Diseño para Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Anexo.

b) Los alcantarillados sin arrastre de sólidos (ASAS)

Son sistemas que permiten trasladar aguas residuales domésticas que han sido sedimentadas o decantadas previamente en un tanque séptico, también denominado “tanque interceptor de sólidos”. El caudal de estos alcantarillados puede alternar a sección parcialmente llena y el flujo a presión. En tales casos, deben tomarse precauciones a fin de que se asegure que en las secciones que trabajan a presión no exista reflujos del colector al tanque interceptor. Asimismo, entre el punto inicial y el final del colector debe existir una diferencia positiva de altura. Sirven para uso doméstico en pequeñas comunidades o poblados y su funcionamiento depende de la operación adecuada de los tanques interceptores y del control al uso indebido de los colectores. Desde el punto de vista ambiental pueden tener un costo y un impacto mucho más reducido.

El alcantarillado sin arrastre de sólidos (ASAS) es también conocido como alcantarillado de flujo decantado (AFD), alcantarillado de pequeño diámetro (APD), alcantarillado de redes de aguas residuales decantadas (ARARD), alcantarillados libres de sólidos (ALS) o de drenes de efluentes (DE).

c) Los sistemas de alcantarillados simplificados (SAS)

Funcionan esencialmente como un alcantarillado sanitario convencional pero teniendo en cuenta para su diseño y construcción consideraciones que permiten reducir el diámetro de los colectores tales como la disponibilidad de mejores equipos para su mantenimiento, que permiten reducir el número de pozos de inspección o su sustitución por estructuras más económicas.

d) Los sistemas de alcantarillados modulares 100 % de material plástico (SAM)

Son sistemas definidos en bloques o “módulos”, aliados a una creativa disposición física del sistema de colecta con las ventajas del material hidráulico utilizado (totalmente de material plástico). Según la disposición física, son admitidas conexiones prediales solo en las redes secundarias y en las redes principales, no siendo permitidas en los colectores troncales diámetros menores a 150 mm.

El sistema modular, es concebido de modo de minimizar la influencia del usuario en su desempeño. Con la utilización del Tubo de Inspección y Limpieza (TiL) (véase 1.2.102) con tapón y la Terminal de Limpieza (TL) (véase 1.2.95) partes integrantes de la inspección, con dimensiones cerradas, el acceso queda restringido solo a la inspección visual, tornándose el sistema semi-cerrado, “cerrado” lo suficiente para que el usuario no tenga perjuicio en el desempeño del sistema y “abierto” lo bastante para que el responsable del servicio pueda manejarlo

1.3.1.3 Sistemas aislados de disposición

Sistemas basados en la disposición in situ de las aguas residuales, como las letrinas, cámaras sépticas, campos de infiltración y baños ecológicos (campo seco o húmedo) los cuales son sistemas de bajo costo y pueden ser apropiados en áreas urbanas, periurbanas y rurales con población dispersa y adecuadas características del subsuelo.

1.3.2 Componentes de los sistemas

Los diferentes componentes del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales deben correlacionarse de tal manera que el sistema sea funcional y garantice los objetivos.

1.4 ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO

Los estudios básicos deben realizarse en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas.

Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico
- Socio-económico y cultural
- Ambiental

NOTA

Véase también los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento del Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

1.4.1 Estudios técnicos

Los estudios técnicos deben incluir:

- a) Evaluación de la cuenca
- b) Evaluación de las posibles fuentes de agua
- c) Calidad y cantidad de las aguas
- d) Reconocimiento geológico del área del proyecto
- e) Estudios de suelos y geotécnicos
- f) Trabajos topográficos; véase Anexo A (Normativo)
- g) Evaluación del sistema de abastecimiento de agua existente
- h) Evaluación del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales existente
- i) Evaluación del cuerpo receptor para la disposición final de las aguas residuales

NOTA

Los estudios de suelos y geotécnicos deben incluir además la determinación del nivel freático y en caso necesario los siguientes parámetros:

- a) Módulo de elasticidad del suelo (E')
- b) Análisis granulométrico
- c) Clasificación de suelo (según ASTM D2487) o equivalente
- d) Límites de Atterberg (líquido y plástico)
- e) Ángulo de fricción interna
- f) Tensión admisible
- g) Cohesión
- h) Peso específico del suelo de relleno
- i) Peso específico saturado del suelo de relleno

1.4.2 Estudios socio-económicos y culturales

Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

- a) Población actual y sus características de crecimiento
- b) Tipo de suministro de servicios y cobertura
- c) Evaluación de la condición económica de la población
- d) Evaluación de las condiciones sanitarias
- e) Hábitos y costumbres sobre el manejo del agua
- f) Evaluación de la salud con relación al agua

1.4.3 Estudios ambientales

Los estudios ambientales deben incluir la evaluación de las condiciones del entorno ambiental en la zona del proyecto. Particularmente las referidas al uso y conservación de las fuentes hídricas e hidrogeológicas.

1.5 PROYECTO A NIVEL PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL

Los estudios correspondientes se deben realizar conforme a lo establecido en el Reglamento Nacional de Bolivia "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento". Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004".

Estos Reglamentos Nacionales se refieren a:

- a) RT 001 - Reglamento de presentación de proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario para poblaciones mayores a 2 000 habitantes
- b) RT 002 - Reglamento de presentación de proyectos de agua potable y saneamiento para poblaciones menores o iguales a 2 000 habitantes
- c) Anexos de los Reglamentos

CAPITULO 2 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

2.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

En el presente capítulo se establecen las condiciones para la definición y estimación de los parámetros de diseño que deben considerarse en el proceso de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.

2.2 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Los componentes de un sistema de alcantarillado sanitario son los siguientes:

- a) Redes públicas
- b) Colectores troncales
- c) Interceptores
- d) Bombeo
- e) Emisarios
- f) Tratamiento, incluyendo bombeo, estaciones de tratamiento y disposición final

2.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

2.3.1 Período de diseño

El período de diseño es el tiempo durante el cual servirán eficientemente las obras del sistema.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- a) Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños
- b) Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto
- c) Cambios en el desarrollo social y económico de la población
- d) Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad

El período de diseño debe adoptarse en función de los componentes del sistema y las características de la población, según lo indicado en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 - Período de diseño (años)

Componentes del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

El período de diseño podrá ser mayor o menor a los valores especificados en la tabla 2.1, siempre que el proyectista lo justifique.

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobre-dimensionamiento de los distintos componentes del sistema, referido a los requerimientos del período inicial del proyecto, se deben definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

2.3.2 Población del proyecto

Es el número de habitantes servidos por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe determinarse mediante un censo de población y/o estudio socioeconómico.

Se deben aplicar los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población de la capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1 %.

- b) Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe estimarse con base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

2.3.2.1 Métodos de cálculo

Para determinar la población futura para el proyecto, es necesario conocer cuál es la posible distribución de la población. Se deben tomar en cuenta los métodos tradicionales como se muestra en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 - Métodos para el cálculo de la población futura

Método	Fórmula	Observaciones
Aritmético	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i \cdot t}{100}\right)$	donde: P_f Población futura, en hab P_0 Población inicial, en hab i Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje t Número de años de estudio o período de diseño, en años L Valor de saturación de la población m Coeficiente a Coeficiente P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2 \cdot t_1$ t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal, en años, correspondiente a la población P_0, P_1, P_2
Geométrico	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$	
Exponencial	$P_f = P_0 \cdot e^{\left(\frac{i \cdot t}{100}\right)}$	
Curva logística	$P_f = \frac{L}{1 + m \cdot e^{(a \cdot t)}}$ $L = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $m = \frac{L - P_0}{P_0}$ $a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right]$	

En todos los casos se debe presentar un gráfico con los resultados obtenidos de los métodos utilizados. El proyectista debe evaluar las tendencias de crecimiento en función a las actividades económicas de la población y recomendar la más apropiada.

NOTA

El Método aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la migración.

El Método geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades.

El Método exponencial requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen áreas de expansión.

El Método de la curva logística admite que el crecimiento de la población obedece a una relación matemática del tipo curva logística, en el cual la población crece de forma asintótica en función del tiempo para un valor de saturación (L). La curva logística tiene tres (3) tramos distintos: El primero corresponde a un crecimiento acelerado, el segundo a un crecimiento retardado y el último a un crecimiento tendiente a la estabilización. Entre los dos (2) primeros tramos existe un punto de inflexión.

2.3.2.2 Aplicación

Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 - Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (hab)			
	Hasta 2 000	De 2 001 a 10 000	De 10 001 a 100 000	> 100 000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial		X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

Fuente: Norma Boliviana NB 689

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

2.3.2.3 Correcciones a la población calculada

La población calculada según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Población estable
- Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable
- Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad

2.3.2.4 Área del proyecto

Se considera área de proyecto, a aquella que contará con el servicio de alcantarillado sanitario, para el período de diseño del proyecto.

La delimitación del área de proyecto debe seguir los lineamientos del plan de desarrollo de la población o planes maestros, o ser establecido de acuerdo a un estudio de áreas de expansión futura.

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes. El área de proyecto se debe dividir en subáreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento y las áreas de población dispersa y semidispersa.

Se debe señalar claramente los establecimientos educativos, cuarteles, hospitales, centros deportivos y otras instituciones, así como la capacidad de los mismos, que representan consumos de carácter comercial, público / institucional a ser considerados especialmente en el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales.

2.3.3 Dotación media diaria

La contribución de las aguas residuales depende principalmente del abastecimiento de agua. Para el dimensionamiento del sistema de alcantarillado sanitario debe ser utilizado el consumo de agua efectivo per cápita, sin tomar en cuenta las pérdidas de agua.

El consumo de agua per cápita es un parámetro extremadamente variable entre diferentes poblaciones y depende de diversos factores, entre los cuales se destacan:

- a) Los hábitos higiénicos y culturales de la comunidad
- b) La cantidad de micro medición de los sistemas de abastecimiento de agua
- c) Las instalaciones y equipamientos hidráulico - sanitario de los inmuebles
- d) Los controles ejercidos sobre el consumo
- e) El valor de la tarifa y la existencia o no de subsidios sociales o políticos
- f) La abundancia o escasez de los puntos de captación de agua
- g) La intermitencia o regularidad del abastecimiento de agua
- h) La temperatura media de la región
- i) La renta familiar
- j) La disponibilidad de equipamientos domésticos que utilizan agua en cantidad apreciable
- k) La intensidad de la actividad comercial

Para el caso de sistemas nuevos de alcantarillado sanitario, la dotación media diaria de agua debe ser obtenida sobre la base de la población y zona geográfica dada, según lo especificado en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 - Dotación media (L/hab/d)

Zona	Población (hab)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más a 100 000
Del Altiplano	30 a 50	30 a 70	50 a 80	80 a 100	100 a 150	150 a 200
De los Valles	50 a 70	50 a 90	70 a 100	100 a 140	150 a 200	200 a 250
De los Llanos	70 a 90	70 a 110	90 a 120	120 a 180	200 a 250	250 a 350
NOTAS	(1)			(2)		

Fuente: Norma Boliviana NB 689

(1) Justificar a través de un estudio social

(2) Justificar a través de un estudio socio - económico

Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las

condiciones socioeconómicas de la población; deben utilizarse datos de poblaciones con características similares.

2.3.3.1 Dotación futura de agua

La dotación media diaria puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el período de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0,5 % y el 2,0 % de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

donde:

D_f	Dotación futura, en L/hab/d
D_0	Dotación inicial, en L/hab/d
d	Variación anual de la dotación, en porcentaje
t	Número de años de estudio, en años

2.3.4 Coeficiente de retorno

El coeficiente de retorno (C) es la relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales domésticas y el caudal medio de agua que consume la población. Del total de agua consumida, solo una parte contribuye al alcantarillado, pues el saldo es utilizado para lavado de vehículos, lavado de aceras y calles, riego de jardines y huertas, irrigación de parques públicos, terrazas de residencias y otros. De esta manera, el coeficiente de retorno depende de factores locales como la localización y tipo de vivienda, condición de las calles (pavimentadas o no), tipo de clima u otros factores.

Se deben utilizar valores entre el 60 % al 80 % de la dotación de agua potable. Valores menores y mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

2.3.5 Contribuciones de aguas residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

2.3.5.1 Domésticas (Q_{MD})

El caudal medio diario doméstico (Q_{MD}), debe ser calculado utilizando una de las siguientes expresiones:

$$Q_{MD} = \frac{C \cdot P \cdot \text{Dot}}{86\,400}$$

$$Q_{MD} = \frac{C \cdot N \cdot t_o \cdot \text{Dot}}{86\,400}$$

$$Q_{MD} = \frac{C \cdot a \cdot d \cdot \text{Dot}}{86\,400}$$

donde:

Q_{MD}	Caudal medio diario doméstico, en L/s
C	Coefficiente de retorno, adimensional
P	Población, en hab
Dot	Consumo de agua per capita, en L/hab/d
N	Número de lotes, adimensional
	Tasa de ocupación poblacional, en hab/lote
a	Área de contribución, en ha
d	Densidad poblacional, en hab/ha

El caudal de contribución doméstico (Q_{MD}) debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

El caudal de contribución doméstico, debe ser calculado en función del número de lotes N (Nº lotes) y la tasa de ocupación poblacional, t_o (hab/lote), o considerando el área de contribución (ha) y la densidad poblacional (hab/ha), además del consumo de agua per cápita, D (L/hab/d) y el coeficiente de retorno (C).

2.3.5.2 Industriales (Q_i)

El caudal de contribución industrial es la cantidad de agua residual que proviene de una determinada industria.

Los consumos industriales deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución industrial (Q_i) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo al consumo y pérdidas de cada industria en sus diferentes operaciones de producción y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

NOTA

Los aportes de aguas residuales industriales (Q_i) deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimaciones de ampliaciones y consumos futuros.

2.3.5.3 Comerciales (Q_c)

El caudal de contribución comercial es la cantidad de agua residual que proviene de sectores comerciales.

Los consumos comerciales deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución comercial (Q_c) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo a las características de cada zona comercial y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

2.3.5.4 Instituciones públicas (Q_{ip})

Es la cantidad de agua residual que proviene de instituciones públicas.

Los consumos de instituciones públicas deben ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

El caudal de contribución de instituciones públicas (Q_{ip}) se debe evaluar en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo a las características de instituciones públicas como: Hospitales, hoteles, colegios, cuarteles y otros y debe estimarse para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

2.3.5.5 Infiltración lineal (Q_{INF})

Las contribuciones indebidas en las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, pueden ser originarias del subsuelo - genéricamente designadas como infiltraciones - o pueden provenir del encauce accidental o clandestino de las aguas pluviales.

Las aguas del suelo penetran a través de los siguientes puntos:

- Por las juntas de las tuberías
- Por las paredes de las tuberías
- En las estructuras de las cámaras de inspección o pozos de visita, cajas de inspección, cajas de paso, tubos de inspección y limpieza y terminales de limpieza

El aporte del caudal por infiltración se debe establecer con base a los valores de la tabla 2.5. El caudal de infiltración lineal es igual a (q_{inf}) por la longitud (L) del tramo del colector (m).

Tabla 2.5 - Coeficientes de infiltración en tuberías - q_{inf} (L/s/m)

Nivel freático	Tubería de hormigón		Tuberías de material plástico	
	Tipo de unión			
	hormigón	anillo goma	hormigón	anillo goma
Bajo	0,0005	0,0002	0,00010	0,00005
Alto	0,0008	0,0002	0,00015	0,00005

Fuente: Manual para Cálculo, Diseño y Proyecto de Redes de Alcantarillado, Waldo Peñaranda. La Paz, Bolivia. 1993

2.3.5.6 Conexiones erradas (Q_{CE})

Se deben considerar los aportes de aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones (Q_{CE}) (de bajantes de tejados y patios). Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

El caudal por conexiones erradas debe ser del 5 % al 10 % del caudal máximo horario de aguas residuales domésticas. Valores mayores a este rango deben ser justificados por el proyectista.

Q_{CE} debe ser estimado para las condiciones iniciales y finales de operación del sistema.

2.3.6 Coeficientes de punta (M)

El coeficiente de punta "M" es la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario.

El coeficiente de punta sirve para estimar el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones del consumo de agua.

La variación del coeficiente de punta "M" debe ser estimada con base a relaciones de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1 000 hab a 1000 000 hab; la relación de

Flores, en las cuales se estima "M" en función del número de habitantes; la relación de Pöpel para poblaciones que varían de 5 000 a 250 000 hab. Y también se debe tomar en cuenta los coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 .

El coeficiente de punta debe ser obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

2.3.6.1 Coeficiente de Harmon

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

M Coeficiente de Harmon adimensional
P Población, en miles de habitantes

Su alcance está recomendado en el rango: $2 \leq M \leq 3,8$

2.3.6.2 Coeficiente de Babbitt

$$M = \frac{5}{P^{0,20}}$$

donde:

P población en miles de habitantes

2.3.6.3 Coeficiente de Flores

$$M = \frac{3,5}{P^{0,10}}$$

donde:

P número total de habitantes

2.3.6.4 Coeficiente de Pöpel

En la tabla 2.6, se presentan los coeficientes de Pöpel, en función al tamaño de la población.

Tabla 2.6 - Valores del coeficiente de Pöpel

Población en miles	Coeficiente M
Menor a 5	2,40 a 2,00
5 a 10	2,00 a 1,85
10 a 50	1,85 a 1,60
50 a 250	1,60 a 1,33
Mayor a 250	1,33

2.3.6.5 Coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2

El coeficiente de punta está dado por los coeficientes de variación de caudal k_1 y k_2 .

$$M = k_1 \cdot k_2$$

donde:

- k_1 Coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario k_1 , varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de k_1 , corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores.
- k_2 Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario k_2 , varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 - Valores del coeficiente k_2

Población (hab)	Coeficiente k_2
Hasta 2 000	2,20 a 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 a 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 a 1,50
Más de 100 000	1,50

2.3.7 Caudal máximo horario doméstico (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo, se debe estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta "M" y para las condiciones inicial y final del proyecto. El caudal máximo horario está dado por:

$$Q_{MH} = M \cdot Q_{MD}$$

donde:

- Q_{MH} Caudal máximo horario doméstico, en L/s
M Coeficiente de punta adimensional
 Q_{MD} Caudal medio diario doméstico, en L/s

2.3.8 Caudal de diseño (Q_{DT})

El caudal de diseño (Q_{DT}) de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario doméstico del día máximo, Q_{MH} , los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas y de los caudales de descarga concentrada. El caudal de diseño está dado por:

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} + \sum Q_{DC}$$

donde:

- Q_{DT} Caudal de diseño, en L/s
 Q_{MH} Caudal máximo horario doméstico, en L/s
 Q_{INF} Caudal por infiltración, en L/s
 Q_{CE} Caudal por conexiones erradas, en L/s
 Q_{DC} Caudal de descarga concentrada, en L/s

NOTA

La contribución del caudal de descarga concentrada generalmente proviene de industrias, establecimientos comerciales e instituciones públicas y también de áreas de expansión previstas en el proyecto. Además de los valores que corresponden a los valores finales previstos, deben estimarse los valores iniciales de caudal de operación de cada tramo para propósitos de verificación del comportamiento hidráulico del sistema en sus etapas iniciales de servicio.

2.4 CRITERIOS DE DISEÑO

2.4.1 Ecuaciones para el diseño

Para los cálculos hidráulicos, deben utilizarse las siguientes ecuaciones:

2.4.1.1 Ecuaciones de Colebrook - White

La siguiente ecuación de Prandtl-Colebrook, que permite obtener la velocidad media del flujo de agua residual, se desprende de las expresiones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White:

$$V = -2,0 \log \left(\frac{2,51\nu}{D \sqrt{2g \cdot D \cdot S}} + \frac{K/D}{3,71} \right) \sqrt{2g \cdot D \cdot S}$$

donde:

- V Velocidad, en m/s
- D Diámetro de la tubería, en m
- S Pendiente, en m/m
- K/D Rugosidad relativa de la pared de la tubería, en m/m
- ν Viscosidad cinemática, en m²/s (varía con la temperatura del líquido). Por ejemplo 1,31 × 10⁻⁶ (m²/s) para 10°C
- g Aceleración de la gravedad, en m/s²

En la tabla 2.8, se presentan los valores de las rugosidades de las tuberías (K).

Tabla 2.8 - Valores de las rugosidades de las tuberías

Material	Rugosidad (K) (mm)
PVC	0,10
Hormigón	0,30
Fierro fundido sin revestimiento	0,25
Fierro fundido con revestimiento	0,125

Fuente: Azevedo Netto et al. (1998)

2.4.1.2 Ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

donde:

- V Velocidad, en m/s
- n Coeficiente de rugosidad de Manning adimensional
- R_H Radio hidráulico, en m
- S Pendiente, en m/m

2.4.1.3 Ecuación de continuidad

$$Q = A \cdot V$$

donde:

- Q Caudal, en m³/s
- A Área de la sección, en m²
- V Velocidad, en m/s

Los cálculos de las figuras de los sectores y segmentos circulares y relaciones trigonométricas, deben ser obtenidos según la figura 2.1.

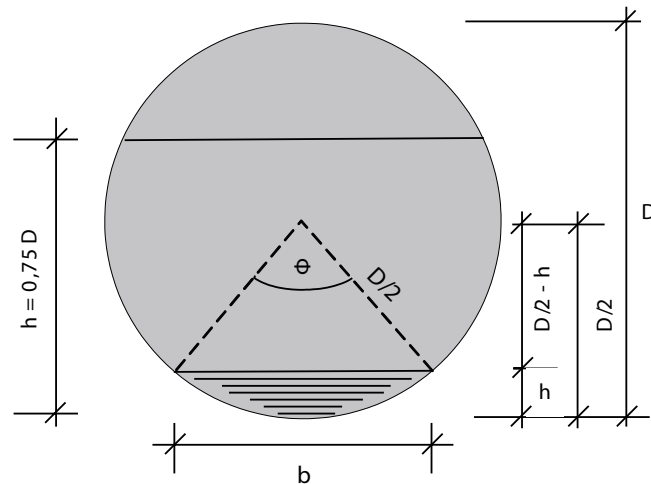


Figura 2.1 - Relaciones geométricas de la sección circular parcialmente llena

donde:

D Diámetro, en m (mm) (plg)
h Tirante de agua, en m (%)

2.4.1.4 Sección llena

Las relaciones geométricas para la sección circular son:

- Área:

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

- Perímetro:

$$P = \pi D$$

- Radio hidráulico:

$$R_H = \frac{D}{4}$$

- Velocidad:

$$V = \frac{0,397}{n} D^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

- Caudal:

$$Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

2.4.1.5 Sección parcialmente llena

- Ángulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right)$$

- Radio hidráulico:

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)$$

- Velocidad:

$$V = \frac{0,397 D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

- Caudal:

$$Q = \frac{D^{8/3}}{7257,15 \cdot n \cdot (2 \pi \theta^\circ)^{2/3}} (2 \pi \theta^\circ - 360 \operatorname{sen} \theta^\circ)^{5/3} \cdot S^{1/2}$$

2.4.1.6 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales

- Relación de tirantes:

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\theta^\circ}{2} \right) \right]$$

— Relación de velocidades:

$$\frac{V}{V_{||}} = \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)^{2/3}$$

- Relación de caudales:

$$\frac{Q}{Q_{||}} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi} \right) \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)^{2/3}$$

2.4.2 Coeficiente “n” de rugosidad

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) debe tomar un valor de 0,013 en alcantarillados sanitarios, para cualquier tipo de material de tubería. Es decir la película biológica formada hace que este coeficiente sea uniforme independiente del material.

2.4.3 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional y/o no convencional (alcantarillados condominial, simplificado y modular 100 % plástico) es 100 mm (4 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Para el alcantarillado de pequeño diámetro sin arrastre de sólidos el diámetro mínimo es de 50 mm (2 plg).

2.4.4 Criterio de la tensión tractiva

Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media de valor mínimo $\tau_{\text{mín}} = 1 \text{ Pa}$. En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no debe ser inferior a 0,60 Pa.

La ecuación de la tensión tractiva está definida por:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot S$$

donde:

τ	Tensión tractiva media, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1 000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
S	Pendiente del tramo de tubería, en m/m

NOTA

Se debe tener cuidado con el manejo de unidades según del tipo de sistema, como sigue:

$$\tau \geq 1,0 \text{ Pa (Sistema Internacional), o } \tau \geq 0,10 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \text{ (Sistema Técnico);}$$

donde:

$$1 \text{ [kgf/m}^2] \sim 10 \text{ [N/m}^2] \sim 10 \text{ [Pa]; } 0,10 \text{ [kgf/m}^2] \sim 1,0 \text{ [Pa]}$$

$$1\text{N} \sim \frac{\text{kgm}}{\text{s}^2}; 1,0 \text{ Pa} = \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

2.4.4.1 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

La tensión tractiva mínima del flujo debe superar la resistencia del sedimento al movimiento. Como resultado de las investigaciones en el campo y simulaciones en laboratorio realizado por Shields, la tensión tractiva está dada por la siguiente ecuación:

$$\tau = f(\gamma_a - \gamma_w) d_{90\% - 95\%}$$

donde:

τ	Fuerza o tensión tractiva referida a la resistencia del sedimento al movimiento, en kg/m ²
f	Constante adimensional: 0,04 - 0,8
γ_a	Peso específico del material de fondo (arena), en kg/m ³
γ_w	Peso específico del agua, en kg/m ³
$d_{90\% - 95\%}$	Diámetro específico en m, del 90 % al 95 % de las partículas a ser transportadas. El valor es obtenido de la frecuencia de distribución del análisis granulométrico del material de fondo o sólidos sedimentables que ingresan al sistema de alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado.

f , es la constante adimensional de la ecuación, fue determinada en laboratorio a través de modelos hidráulicos, su valor es de 0,04 para arena limpia, hasta 0,8 para sedimentos de

arena pegajosa del fondo de los conductos.

Según las experiencias de laboratorio, la sedimentación de arena se produce a caudales mínimos, cuando cambia la condición de flujo, la arena es suspendida (a mayor caudal), por este motivo, las tuberías se deben diseñar considerando arena en suspensión.

La constante "f" para colectores de alcantarillado con arena en suspensión es de 0,05 a 0,06. Esta arena puede ser considerada limpia, aunque las partículas están cubiertas con materia orgánica que les da una apariencia negra.

Para los valores de una partícula de 1 mm de diámetro; densidad 2 650 kg/m³ y un coeficiente "f" de 0,06, se obtiene una tensión tractiva "τ" de 0,09 kg/m², por lo tanto se adopta el valor de 0,10 kg/m².

La pendiente mínima debe ser calculada con la fórmula de la tensión tractiva "τ", introduciendo el valor de la tensión tractiva mínima determinada previamente en función del análisis granulométrico específico de las partículas que se quiere transportar.

Para limitar los costos de mantenimiento, es recomendable que la tensión de arrastre mínima sea suficiente para transportar entre el 90 % al 95 % del material granular que se estima ingresa al sistema de alcantarillado sanitario.

2.4.5 Pendiente mínima

La pendiente de cada tramo de la red no debe ser inferior a la mínima admisible calculada de acuerdo con 2.4.5.1 y ni superior a la máxima calculada según el criterio de la tensión tractiva según 2.4.4.

La pendiente del colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)}$$

donde:

S_{\min}	Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m
τ_{\min}	Tensión tractiva mínima, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1 000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
D	Diámetro del conducto, en m
θ°	Ángulo, en grado sexagesimal

La pendiente mínima debe ser determinada para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería, para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = (0,10 - 0,15) \quad (10 \% \text{ a } 15 \%)$$

donde:

Q_P Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena)

Q_{II} Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena)

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones. Se recomienda utilizar:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,15$$

2.4.5.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible se debe determinar para las condiciones de flujo establecidas en el punto anterior, tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro). Utilizando las propiedades geométricas de la sección circular, se obtiene:

$$\frac{Q_P}{Q_{II}} = (0,10 - 0,15) \Rightarrow \frac{h}{D} \Rightarrow \theta^\circ \Rightarrow R_H$$

- Relación de caudal

De las propiedades hidráulicas de la sección circular, si se tiene $\frac{Q_P}{Q_{II}} = 0,15$, se obtiene:

- Relación de caudales

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\text{sen}\theta^\circ}{2\pi} \right) \cdot \left(1 - \frac{360 \text{ sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,15$$

- Ángulo central θ° (en grado sexagesimal)

$$\theta^\circ = 2 \text{ arc cos} \left(1 - \frac{2 \cdot h}{D} \right) = 123,10^\circ$$

- Relación de tirantes

- Radio hidráulico del conducto parcialmente lleno

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right) = 0,1525 D$$

- Pendiente mínima

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot 0,1525 D} \left[\frac{m}{m} \right]$$

Para la relación de caudales de 0,10 y 0,15, sus ángulos θ , la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta $\tau_{\min} = 1 \text{ Pa}$; $\rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$; $g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$; $n = 0,013$, se deben obtener las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena (véanse las tablas 2.9 y 2.10).

Tabla 2.9 - Pendiente mínima admisible
 $Q_p/Q_{II} = 0,10$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
plg	m		Velocidad	Caudal
		o/oo	m/s	L/s
4	0,10	7,98	0,59	4,61
6	0,15	5,32	0,63	11,11
8	0,20	3,99	0,66	20,71
10	0,25	3,19	0,68	33,59
12	0,30	2,66	0,71	49,86
14	0,35	2,28	0,72	69,63
16	0,40	1,99	0,74	93,00
18	0,45	1,77	0,75	120,03
20	0,50	1,60	0,77	150,81
22	0,55	1,45	0,78	185,41
24	0,60	1,33	0,79	223,87
26	0,65	1,23	0,80	266,27
28	0,70	1,14	0,81	312,65
30	0,75	1,06	0,82	363,06
32	0,80	1,00	0,83	417,54
34	0,85	0,94	0,84	476,15
36	0,90	0,89	0,85	538,93
38	0,95	0,84	0,85	605,91
40	1,00	0,80	0,86	677,13

Tabla 2.10 - Pendiente mínima admisible
 $Q_p/Q_{II} = 0,15$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
plg	m		Velocidad	Caudal
		o/oo	m/s	L/s
4	0,10	6,68	0,54	4,22
6	0,15	4,46	0,58	10,17
8	0,20	3,34	0,60	18,96
10	0,25	2,67	0,63	30,75
12	0,30	2,23	0,65	45,65
14	0,35	1,91	0,66	63,75
16	0,40	1,67	0,68	85,13
18	0,45	1,49	0,69	109,88
20	0,50	1,34	0,70	138,06
22	0,55	1,22	0,71	169,73
24	0,60	1,11	0,72	204,94
26	0,65	1,03	0,73	243,75
28	0,70	0,95	0,74	286,21
30	0,75	0,89	0,75	332,36
32	0,80	0,84	0,76	382,42
34	0,85	0,79	0,77	435,89
36	0,90	0,74	0,78	493,36
38	0,95	0,70	0,78	554,67
40	1,00	0,67	0,79	619,87

De acuerdo con las características topográficas de la zona de proyecto, los colectores deben ser dimensionados con la pendiente natural del terreno. Sin embargo, las pendientes no deben ser inferiores a la mínima admisible para permitir la condición de autolimpieza desde el inicio de funcionamiento del sistema, cuando se presentan caudales de aporte bajos y condiciones de flujo críticas.

2.4.5.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Se pueden establecer otras relaciones de caudal presente y futuro, de acuerdo con las condiciones locales (caudales de aporte). Para este caso, la pendiente mínima se puede elegir de los valores presentados en la tabla 2.11.

Tabla 2.11 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal

Criterios de diseño				Pendiente mínima	Flujo a sección llena	
Q_p/Q_{II}	h/D	R/D	τ_{min} (Pa)	S_{min} (o/oo)	V_{II} (m/s)	Q_{II} (m ³ /s)
0,10	0,2136	0,1278	1,0	0,7976 D ⁻¹	0,8622 D ^{0,1667}	0,6771 D ^{2,1667}
0,15	0,2618	0,1525	1,0	0,6684 D ⁻¹	0,7892 D ^{0,1667}	0,6199 D ^{2,1667}
0,25	0,3408	0,1895	1,0	0,5379 D ⁻¹	0,7080 D ^{0,1667}	0,5561 D ^{2,1667}
0,35	0,4084	0,2175	1,0	0,4687 D ⁻¹	0,6609 D ^{0,1667}	0,5190 D ^{2,1667}

2.4.6 Pendiente máxima admisible

La máxima pendiente debe ser considerada para una velocidad final en la tubería de 5,0 m/s.

2.4.7 Tirante máximo de agua

Los tirantes de agua deben ser siempre calculados admitiendo un escurrimiento en régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo igual o inferior a 75 % del diámetro del colector.

2.4.8 Velocidad crítica

Cuando la velocidad final (V_f) es superior a la velocidad crítica (V_c), el mayor tirante admisible debe ser 50 % del diámetro del colector, asegurándose la ventilación del tramo. La velocidad crítica esta definida por:

$$V_c = 6\sqrt{g \cdot R_H}$$

donde:

- V_c Velocidad crítica, en m/s
- g Aceleración de la gravedad, en m/s²
- R_H Radio hidráulico para el caudal final, en m

2.4.9 Control de remanso

Siempre que la cota del nivel de agua a la salida de cualquier cámara de inspección, pozo de visita o TiL esté por encima de cualquiera de las cotas de los niveles de agua de entrada, debe ser verificada la influencia del remanso en el tramo aguas arriba.

2.5 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

2.5.1 Profundidad mínima de instalación

La profundidad de la tubería debe ser tal que permita recibir los afluentes “por gravedad”

de las instalaciones prediales y proteger la tubería contra cargas externas como el tráfico de vehículos y otros impactos. La profundidad mínima debe ser aquella que esté por debajo de la cota de conexión predial del vecino, garantizando que éste sea atendido. Las profundidades deben ser suficientes para permitir las conexiones a la red colectora.

2.5.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave

La profundidad del recubrimiento debe ser definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno. El recubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Asimismo, se deben utilizar tuberías y accesorios de diferentes tipos de materiales, siempre que cuenten con la certificación del organismo competente autorizado en el país.

En caso de instalación de tubería de PVC rígido, la deformación diametral relativa máxima admisible a largo plazo debe ser de 7,5 % del diámetro.

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores se definen en la tabla 2.12.

Tabla 2.12 - Profundidad mínima de colectores

Ubicación	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,00

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de desagüe, los valores anteriores deben reducirse tomando las provisiones estructurales y geotécnicas correspondientes.

Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de agua.

NOTA

El cálculo estructural debe cumplir con las recomendaciones de las normas bolivianas correspondientes al material empleado.

2.5.1.2 Conexión de descargas domiciliarias

La profundidad mínima del colector debe permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias, por gravedad, a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones sanitarias domiciliarias establece una pendiente mínima del 2 % desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección.

2.5.2 Profundidad máxima

La profundidad máxima del colector de recolección y evacuación de aguas residuales debe ser aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillados auxiliares.

La profundidad máxima admisible de los colectores es de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante y después de su construcción.

2.5.3 Ubicación de los colectores

Los colectores deben localizarse siguiendo el lineamiento de las calles. Sin embargo, si la topografía o el costo de construcción lo ameritan, pueden ubicarse por las aceras dentro de los manzanos de casas. En particular, esto último es válido para los alcantarillados condominiales.

Los colectores de aguas residuales no deben estar ubicados en la misma zanja de una tubería de agua y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota solera de la tubería de agua.

Si se prevé que el área de proyecto tendrá sólo alcantarillado sanitario, el colector debe ser localizado a lo largo de las vías públicas equidistantes de las edificaciones laterales, esto es en el eje, pero si el terreno es muy accidentado debe asentarse del lado donde quedan los terrenos más bajos.

Para sistemas separados, los dos (2) colectores deben asentarse equidistantes del eje de la vía y el colector sanitario en lo posible a la izquierda en el sentido del escurrimiento, particularmente si se trata de colectores primarios. La distancia horizontal entre ejes de los colectores de alcantarillado sanitario y pluvial debe ser de 1,00 m, sin embargo la separación mínima puede calcularse con la fórmula:

$$S_h = \frac{d_s}{2} + 0,50 + \frac{d_p}{2}$$

donde:

S_h Separación horizontal entre generatrices, en m
 d_s Diámetro del tubo de alcantarillado sanitario, en m
 d_p Diámetro del tubo de alcantarillado pluvial, en m

El colector sanitario se debe asentar a mayor profundidad que el colector pluvial. La distancia vertical mínima que separa las generatrices de los dos (2) tubos puede calcularse con la fórmula:

$$S_v = \frac{d_s}{2} + 0,30 + \frac{d_p}{2}$$

donde:

S_v Separación vertical entre generatrices, en m
 d_s Diámetro del tubo de alcantarillado sanitario, en m
 d_p Diámetro del tubo de alcantarillado pluvial, en m

Los colectores de sistemas combinados deben ubicarse en el eje de la calzada.

2.5.4 Ubicación de cámaras de inspección

La unión o conexión de dos (2) o más tramos de colectores debe hacerse con estructuras hidráulicas apropiadas, denominadas estructuras de conexión (generalmente cámaras de inspección).

La ubicación de las cámaras de inspección se da en los siguientes sitios:

- a) En los arranques de la red, para servir a uno o más colectores. En algunos casos pueden ser sustituidas por los tubos de inspección y limpieza

- b) En los cambios de dirección, ya que se asume que todos los tramos de la red son rectos
- c) En los puntos donde se diseñan caídas en los colectores
- d) En los puntos de concurrencia de más de un (1) colector
- e) En los cambios de pendiente, diámetro o material de la tubería, en lugar de una cámara de inspección se pueden emplear transiciones de hormigón ciclópeo que quedan enterradas
- f) En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector

NOTA

Véase también el Reglamento Técnico de Diseño de elementos y dispositivos de inspección.

2.5.5 Distancia entre elementos de inspección

La distancia máxima entre estructuras de conexión de colectores debe estar determinada por la trama urbana, los equipos disponibles de limpieza y el comportamiento hidráulico del flujo.

En caso de que la trama urbana y el comportamiento del flujo limiten la distancia máxima, ésta debe ser de 50 m a 70 m, si la limpieza de los colectores es manual y debe ser de 150 m, si es mecánica o hidráulica. En emisarios o colectores principales, donde las entradas son muy restringidas o inexistentes, la distancia máxima entre estructuras de inspección debe incrementarse en función del tipo de mantenimiento, la cual es del orden de 200 m.

Debido a que los costos de las estructuras-pozo tienen una incidencia importante en un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales, se han desarrollado simplificaciones que están condicionadas por la disponibilidad de mejores equipos de mantenimiento y limpieza, sean estos últimos mecánicos o hidráulicos, los cuales permiten además incrementar la longitud de inspección.

Estas estructuras corresponden a elementos típicos de sistemas de alcantarillado simplificado. Dentro de estas estructuras simplificadas están los terminales de limpieza que pueden sustituir a las cámaras de arranque cuando las redes de colectores están ubicadas en calles sin salida y calles secundarias de tráfico liviano. Los tubos de inspección y limpieza pueden ser utilizados en tramos intermedios de la red, mientras que las cajas de paso sin inspección pueden ser usadas en cambios de dirección, pendiente y diámetro, cuando la pendiente de los colectores sean mayores a 0,67 % y la profundidad no sea mayor que 1,5 m.

Las distancias máximas entre tubos TL (véase 1.2.95) o TiL (véase 1.2.102), deben estar en función de los equipos de limpieza previstos o disponibles, pero en ningún caso deben ser mayores a 150 m para tuberías de hasta 300 mm (12 plg) de diámetro.

2.5.6 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones mínimas del ancho de zanjas para diferentes diámetros de colectores se presentan en la tabla 2.13.

Tabla 2.13 - Dimensiones mínimas de zanja

Diámetro (mm)	Profundidad de excavación					
	Hasta 2 m		De 2 m a 4 m		De 4 m a 5 m	
	Anchos de zanja					
	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado	s/entibado	c/entibado
100	0,50	0,60	0,65	0,75	0,75	0,95
150	0,60	0,70	0,70	0,80	0,80	1,00
200	0,65	0,75	0,75	0,85	0,85	1,05
250	0,70	0,80	0,80	0,90	0,90	1,10
300	0,80	0,90	0,90	1,00	1,00	1,20
400	0,90	1,00	1,00	1,10	1,10	1,30
450	0,95	1,05	1,05	1,15	1,15	1,35
500	1,00	1,10	1,10	1,20	1,20	1,40
550	1,10	1,20	1,20	1,30	1,30	1,50
600	1,15	1,25	1,25	1,40	1,35	1,60
700	1,25	1,35	1,35	1,50	1,45	1,70
800	1,35	1,45	1,45	1,60	1,55	1,80
900	1,50	1,60	1,60	1,75	1,70	1,95
1 000	1,60	1,70	1,70	1,85	1,80	2,05
1 100	1,80	1,90	1,90	2,05	2,00	2,25

2.5.7 Anchos de zanja para dos (2) o más colectores

Para excavaciones donde sea necesario colocar dos (2) o más colectores a la misma profundidad, el ancho de la zanja debe ser igual a la distancia entre ejes de los colectores externos, más el sobre-ancho necesario para el trabajo de instalación y entibado establecido en 2.5.6. La distancia entre ejes de colectores debe ser variable en función de los diámetros correspondientes.

En el caso de tendido de dos colectores a diferente nivel, el ancho de la zanja común debe ser igual a la distancia entre ejes de los colectores, más la suma de los radios exteriores extremos y la suma de los sobre anchos que resulten de la profundidad promedio de las zanjas, si fueran considerados separados.

2.5.8 Dimensiones de las cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo debe ser de 1,20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección debe ser de 0,60 m.

2.5.9 Canaletas media caña

En el fondo de las cámaras de inspección, se deben construir canaletas media caña, que permitan el escurrimiento del flujo en dirección aguas abajo. Su ejecución debe evitar la turbulencia y la retención de material en suspensión.

Estas canaletas tendrán sus aristas superiores a nivel de las claves de los colectores a las que sirven.

2.5.10 Cámaras con caída

Para desniveles superiores a 0,75 m deben instalarse tuberías de caída que unan el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída para permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

Para diámetros mayores a 300 mm (12 plg), se debe hacer una conexión directa (a 45°) con el fondo de la cámara.

En caso de existir un desnivel de 0,40 m, éste debe ser resuelto efectuando una canaleta rápida que una el colector con el fondo de la cámara.

2.5.11 Etapas de construcción

El proyecto elaborado de acuerdo al período de diseño establecido debe permitir la construcción de la red por etapas.

Deben definirse las obras mínimas que corresponden a cada etapa a fin que la red satisfaga las condiciones para las cuales fue prevista.

No deben considerarse etapas de construcción en las obras de expansión de la red que son ejecutadas en forma continua durante el período de la validez del proyecto con el fin de atender el incremento gradual de la población servida.

2.5.12 Materiales

La elección del material de las tuberías debe ser realizada sobre la base de las características de las aguas residuales, las cargas externas actuantes, las condiciones del suelo, las condiciones de nivel freático, las condiciones de abrasión, corrosión y generación de sulfuros (véase Capítulo 9).

Para las tuberías de alcantarillado pueden utilizarse: Hormigón simple, hormigón armado, fierro fundido, fierro dúctil, PVC, polietileno, polietileno de alta densidad, plástico reforzado con fibra de vidrio, resina termoestable reforzada (fibra de vidrio), mortero plástico reforzado y acero, de acuerdo a las características particulares de cada proyecto y de los factores económicos.

CAPITULO 3 - INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES

3.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

En este capítulo se establecen las condiciones para la definición y estimación de los parámetros de diseño que deben considerarse en el proceso de diseño de los interceptores y emisarios de aguas residuales.

3.2 ESTUDIOS DE SOPORTE

Los estudios de soporte necesarios para el desarrollo de proyectos de interceptores y emisarios son los siguientes:

- a) Marco conceptual para el proyecto, elaborado conforme a lo establecido en el Capítulo 1
- b) Levantamiento topográfico planialtimétrico con curvas de nivel y puntos intermedios acotados, implantación de bancos de nivel según lo establecido en el Anexo A
- c) Levantamiento catastral de posibles accidentes y obstáculos, tanto superficiales como subterráneos en los anchos de ubicación de los trazados probables de interceptores y/o emisarios
- d) Sondeos de reconocimiento a lo largo del trazado de profundidades mínimas de 5,0 m, espaciadas, para permitir el perfecto conocimiento del suelo donde se instalará el interceptor y/o emisario

3.3 DETERMINACIÓN DE CAUDALES

3.3.1 Caudales de aguas residuales

Para cada tramo del interceptor y/o emisario deben ser estimados los caudales inicial y final.

3.3.2 Contribución pluvial adicional

La contribución pluvial adicional debe ser sumada al caudal final para el análisis de funcionamiento del interceptor. Sin embargo, para el dimensionamiento en si del interceptor el caudal adicional no se debe tomar en consideración.

La contribución pluvial adicional debe ser determinada con base a mediciones locales. Inexistiendo tales mediciones, se debe adoptar una tasa que no debe ser superior a 6 L/s km de colector contribuyente al tramo en estudio. El valor adoptado debe ser justificado.

3.4 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

El régimen de escurrimiento en el interceptor es gradualmente variado y no uniforme, sin embargo, para su dimensionamiento hidráulico, generalmente se considera permanente y uniforme, con las siguientes consideraciones hidráulicas:

- a) La pendiente mínima debe determinarse conforme a lo establecido en 2.4.5
- b) El control de remanso provocado por las contribuciones debe ser logrado con el incremento de la sección de escurrimiento, aguas abajo del punto de contribución, para reducir convenientemente el nivel de agua, siempre que no sea posible mantener la velocidad de dimensionamiento del tramo aguas arriba
- c) A fin de reducir los efectos indeseables de agitación excesiva no deben ser admitidos incrementos excesivos, caídas y dispositivos especiales de disipación de energía

- d) Los tramos de pendiente excesiva, con escurrimiento de tipo súper crítico deben ser interconectados a los de bajas velocidades (subcríticas) promedio, de un segmento de transición con pendiente entera para los caudales iniciales de dimensionamiento

Por otra parte para el diseño de los interceptores y emisarios, se deben considerar, entre otros, los siguientes aspectos:

- a) Criterios generales de diseño que el proyectista utilizará
- b) Definición de los trazados de las redes, interceptores y emisarios (descargas finales)
- c) Cálculo de caudales de diseño y sus variaciones
- d) Dimensionamiento hidráulico de las tuberías, considerando:
 - Diámetros, pendientes y materiales de las tuberías.
 - Definición de las cotas de tapas y fondos de las cámaras de inspección
 - Definición de las cotas o nivelación de las tuberías
 - Verificación de las velocidades de escurrimiento, de la fuerza tractiva, y de las alturas de los niveles de agua en los conductos, según variaciones de caudal, evitando fluctuaciones innecesarias en el régimen de flujo normal (saltos hidráulicos, caídas, etc.)
- a) Efectuar el control de septicidad en tuberías y obras conexas
- b) Elaboración de los planos, según formatos de presentación utilizados

3.5 TRAZADO DE DIRECTRICES

El trazado de las directrices de colectores debe tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- a) Estar constituido por tramos rectos en planta y perfil. En casos especiales deben ser empleados tramos curvos en planta
- b) El ángulo máximo de deflexión en planta entre tramos adyacentes, debe ser de 30°
- c) Las directrices obedecerán al trazado original del proyecto en su concepción como sistema de alcantarillado
- d) La directriz del interceptor y/o del emisario debe ser desarrollada para evitar, dentro de lo razonable, la utilización de estaciones de bombeo de aguas residuales
- e) A fin de reducir las pendientes del interceptor, la mayor contribución posible, debe ser encaminada de preferencia para sus tramos aguas arriba

3.6 CONDICIONES ESPECÍFICAS A SER ATENDIDAS EN EL PROYECTO

Los efectos de turbulencia excesiva deben ser siempre evitados, no siendo permitidos caídas y ensanchamientos bruscos. Cuando sea necesario deben ser proyectados dispositivos especiales de disipación de energía y estudiar la formación de sulfatos, sus consecuencias y medidas de protección del conducto y utilización de materiales resistentes a su acción.

Las conexiones al interceptor deben ser siempre a través de dispositivos especialmente proyectados, para evitar conflicto de líneas de flujo y diferencia de cotas que resulten en una turbulencia excesiva.

La distancia máxima entre cámaras de visita debe ser limitada por el alcance de los medios de desobstrucción a ser utilizados. La distancia máxima entre cámaras de inspección no debe exceder de 200 m.

En las cámaras de inspección, el diámetro de la tapa de ingreso debe ser de 0,60 m y el diámetro superior de la parte cilíndrica denominada chimenea, debe ser de 0,90 m como mínimo.

La conexión de un colector principal con un interceptor debe ser efectuada por una cámara de intersección cuya pendiente tendrá la inclinación máxima de 45° y su directriz debe ser en curva de transición con la dirección y el sentido de la corriente en el interceptor, para evitar la interferencia de las líneas de flujo.

La cobertura de la cámara de intersección debe ubicarse sobre la cota del nivel más elevado previsto para el interceptor en el sitio de la intersección. La cámara de intersección tendrá sección circular con base igual al diámetro del colector principal afluente.

El lanzamiento del efluente debe efectuarse, siempre que sea posible para no perjudicar las condiciones estáticas sanitarias de los cuerpos de agua urbanos bajo normas ambientales.

A lo largo del interceptor deben ser dispuestos vertederos de rebose o de descarga con capacidad conjunta que permita el escurrimiento del caudal final relativo al último tramo. En los vertederos de rebose deben ser previstos dispositivos para evitar el reflujos de agua del cuerpo receptor hacia el interceptor.

Se deben estudiar medios capaces de minimizar y asimismo eliminar la contribución pluvial adicional. Las instalaciones finales deben ser dimensionadas para la capacidad total del sistema, añadida la contribución pluvial adicional total o parcial, conforme indica el estudio del vertedero de rebose.

3.7 REMANSO EN INTERCEPTORES

El remanso ocurre en conductos cuando por cualquier motivo, el régimen de escurrimiento sufre cambios de su estado normal, a través de singularidades o existencia de órganos de control y asimismo a través de cambios en las características del conducto.

Básicamente, la curva de remanso debe ser determinada obedeciendo al siguiente orden:

- a) Establecimiento de los datos importantes: rugosidad del conducto, sección, caudal, pendiente del fondo, etc
- b) Determinación de la profundidad normal por la ecuación de Chezy
- c) Determinación de la profundidad crítica, haciendo el número de Froude igual a la unidad
- d) Determinación del perfil de la línea de agua
- e) Clasificación del tipo de curva

3.8 MATERIALES UTILIZADOS EN INTERCEPTORES

Los principales materiales utilizados en interceptores de aguas residuales son:

- a) Tuberías de hormigón, utilizados para diámetros iguales o mayores a 400 mm
- b) Tuberías de PVC, utilizados para diámetros iguales o mayores a 400 mm
- c) Tuberías de fierro fundido - usados en líneas de impulsión y conducción
- d) Tuberías de acero - usados en líneas de impulsión y conducción

3.9 DISIPADORES DE ENERGIA

Para las tuberías de recolección y evacuación de aguas residuales con diámetros mayores a 400 mm generalmente son utilizados los tubos de concreto, a veces, se torna necesario el disipador de energía en los casos relacionados a seguir:

-
- a) Cuando hubiere un desnivel razonable entre el colector de aguas arriba y el de aguas abajo
 - b) Cuando el colector recibe contribuciones de otros colectores en cota superior
 - c) Cuando la pendiente del terreno fuera mayor que la máxima recomendada para limitarse la velocidad a 5 m/s

3.10 CÁMARAS DE INSPECCIÓN

En los interceptores de aguas residuales siempre son utilizados las cámaras de inspección. Las distancias recomendadas entre las cámaras de inspección son:

- a) Para diámetros superiores a 1200 mm: 200 m
- b) Para diámetros de 400 mm a 1200 mm: 120 m a 150 m, dependiendo de las condiciones hidráulicas del colector
- c) Para diámetros menores a 400 mm: 100 m

En cuanto al diámetro de las tapas de los pozos de visita se recomienda:

- a) Para tuberías de diámetros iguales o menores a 600 mm - tapa de 0,60 m de fierro fundido
- b) Para tuberías de diámetros mayores a 600 mm - tapas de 0,90 m de fierro fundido

3.11 INTERCONEXION DE COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES SITUADOS EN COTAS DISTINTAS

Para grandes colectores de aguas residuales, en las situaciones en que haya un desnivel razonable entre el colector de aguas arriba y de aguas abajo, y en los casos que, un colector reciba otros colectores en cota superior, se propone la continuidad de escurrimiento utilizándose un pozo de visita con caída externa, similar al pozo de visita con tubos de caída utilizado en la red colectora.

CAPITULO 4 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

4.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

En este capítulo se establecen las condiciones para la definición y estimación de los parámetros de diseño que deben considerarse en el proceso de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales.

4.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los aspectos generales para la concepción de proyectos de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguirse de acuerdo con el Capítulo 1.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales deben proyectarse cuando las condiciones propias de drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación del escurrimiento pluvial. No necesariamente toda población o sector requiere un sistema pluvial. Dependiendo de las condiciones topográficas, el tamaño de la población, las características de las vías, la estructura y el desarrollo urbano, entre otras, la evacuación de las aguas pluviales debe lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles. Donde sea necesario, estos sistemas deben abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones.

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales se deben proyectar y construir para:

- a) Permitir una rápida evacuación del agua pluvial de las vías públicas
- b) Evitar la formación de caudales excesivos en las calzadas
- c) Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas
- d) Evitar la acumulación de aguas en vías de circulación
- e) Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante una precipitación pluvial intensa
- f) Evitar las conexiones erradas del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales
- g) Mitigar efectos nocivos a cuerpos de agua receptores por contaminación de escurrimiento pluvial urbano

En el análisis de los problemas de recolección y evacuación de aguas pluviales en áreas urbanas se deben considerar los siguientes factores:

- a) Tráfico peatonal y vehicular
- b) Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones
- c) Análisis de soluciones con canales abiertos o conductos cerrados
- d) Profundidad de los colectores

En la elaboración de un proyecto de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales es necesaria la consideración económica. La selección del periodo de retorno (frecuencia) que debe adoptarse en un proyecto está en función de la probabilidad de ocurrencia de lluvias, y debe representar un balance adecuado entre los costos de construcción y operación y los costos esperados por daños y perjuicios de inundación para el periodo de diseño. La capacidad de recolección de aguas pluviales del conjunto de sumideros o bocas de tormenta debe ser consistente con la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación.

Se debe considerar también el efecto de crecimiento de la urbanización, de ejecución de planes urbanísticos y hasta de cambios de opinión con relación al mejoramiento del drenaje.

La elaboración de los proyectos debe ser precedida por estudios de los regímenes locales de precipitación de las lluvias intensas de la región.

La elaboración y la presentación de los proyectos de sistemas de alcantarillado pluvial debe incluir, además del dimensionamiento de los colectores, un estudio de captación de aguas pluviales superficiales, esto es, la localización de bocas de tormenta en función de sus capacidades de evacuación, el estudio de los caudales que escurren por las cunetas en función de sus características hidráulicas y el estudio hidráulico de las tuberías de conexiones de las bocas de tormenta con el sistema de alcantarillado.

4.3 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los componentes de un sistema de alcantarillado pluvial son los siguientes:

- a) Conjunto cordón - cuneta
- b) Sumideros (bocas de tormenta)
- c) Cámara de conexión
- d) Tubería de conexión
- e) Cámara de inspección
- f) Colectores secundarios
- g) Colector principal

4.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales. A continuación se establecen las condiciones para su definición y estimación:

4.4.1 Período de diseño

Los aspectos del período de diseño para redes de sistemas de alcantarillado pluvial se establecen según 2.3.1.

4.4.2 Áreas de aporte

El trazado de la red de drenaje de aguas pluviales debe seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área de estudio debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración.

Las áreas de aporte de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.

4.4.3 Caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño debe utilizarse el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas pluviales con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escurrimiento.

La ecuación del método racional, expresada en unidades compatibles es:

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

donde:

- Q Caudal pico del escurrimiento de aguas pluviales, en L/s
 C Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional
 i Intensidad media de la lluvia, en L/s/ha
 A Área de la superficie de las zonas afluentes, en ha

Asimismo, la misma ecuación del método racional, se debe utilizar para las siguientes unidades:

$$Q = 0,278 C \cdot i \cdot A$$

donde:

- Q Caudal pico de escurrimiento de aguas pluviales, en m³/s
 C Coeficiente de escurrimiento medio para un conjunto de superficies, adimensional
 i Intensidad media de la lluvia, en mm/h
 A Área de la superficie de las zonas afluentes, en km²

De acuerdo con el método racional, el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, y éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

- El caudal pico en cualquier punto es una función directa de la intensidad “i” de la lluvia, durante el tiempo de concentración para ese punto
- La frecuencia del caudal pico es la misma que la frecuencia media de la precipitación
- El tiempo de concentración está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia por la relación anotada en el punto a)

El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 50 ha. Cuando éstas son relativamente grandes, puede ser más apropiado estimar los caudales mediante otros modelos y que eventualmente tengan en cuenta la capacidad de amortiguamiento de las ondas dentro de la red de colectores. En estos casos, es necesario justificar el método de cálculo, como se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 - Métodos hidrológicos en función a las áreas de la cuenca

Área de la cuenca (A)	Método hidrológico
A < 50 ha	Método racional
50 ha < A < 500 ha	Método racional modificado
A > 500 ha	Otros métodos; por ejemplo: Hidrograma unitario

4.4.4 Curvas de intensidad-duración-frecuencia

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) constituyen la base hidrológica para la estimación de los caudales de diseño. Estas curvas sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con periodos de retorno específicos. Se debe verificar la existencia de curvas IDF para la

localidad. Si existen, éstas deben analizarse para establecer su validez y confiabilidad para su aplicación al proyecto. Si no existen, es necesario obtenerlas a partir de información histórica de las lluvias.

La obtención de las curvas IDF debe realizarse con información pluviográfica de estaciones ubicadas en la localidad, derivando las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos.

4.4.5 Ecuaciones intensidad-duración-frecuencia

En las precipitaciones, la intensidad de lluvia en general no permanece constante durante un período considerable de tiempo, sino que es variable.

El tiempo de duración de las precipitaciones debe ser aquel que transcurra desde el inicio de la lluvia hasta que toda el área esté contribuyendo.

La frecuencia de las precipitaciones es el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

NOTA

Con el fin de facilitar los cálculos de los caudales pico, se presentan los valores de volúmenes anuales de precipitación y de la intensidad en L/s/ha, para diferentes ciudades:

Oruro -	Precipitación de 390 mm/año - intensidad de contribución 62 L/s/ha
Cochabamba -	Precipitación de 460 mm/año - intensidad de contribución 83 L/s/ha
La Paz -	Precipitación de 580 mm/año - intensidad de contribución 95 L/s/ha
Santa Cruz -	Precipitación de 1100 mm/año - intensidad de contribución 166 L/s/ha
Cobija -	Precipitación de 1750 mm/año - intensidad de contribución 200 L/s/ha

Por otra parte la ecuación intensidad (I), frecuencia (f) duración (t) en forma generalizada, tiene la expresión siguiente:

$$I = \frac{c \cdot f^m}{t^n}$$

Donde los valores de c, m y n corresponden a las características regionales de la precipitación.

A continuación como referencia se presentan las ecuaciones de las intensidades de lluvia (mm/h) desarrolladas para las ciudades de El Alto, La Paz, Sucre, Oruro Trinidad y Santa Cruz.

El Alto

Para frecuencia menor a 2 años, tiempo de concentración inicial 10 min.

$$I = \frac{101,3006 \cdot f^{0,2897}}{t^{0,6670}} \text{ (mm / h)}$$

Para frecuencia mayor a 2 años.

$$I = \frac{113 \cdot f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \text{ (mm / h)}$$

La Paz

Tiempo de concentración $t \geq 5$ min y $t \leq 45$ min; $f \geq 5$ años

$$I = \frac{48,9213 \cdot f^{0,1055}}{t^{0,2822}} \text{ (mm / h)}$$

Tiempo de concentración $t > 5$ min; $f \leq 5$ años

$$I = \frac{113,362 \cdot f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \text{ (mm / h)}$$

Sucre

$$I = \frac{180,2457 \cdot f^{0,33096}}{t^{0,70310}} \text{ (mm/h)}$$

Oruro

$$I = \frac{81,3954 \cdot f^{0,31156}}{t^{0,68496}} \text{ (mm/h)}$$

Trinidad

$$I = \frac{209,80 \cdot f^{0,504}}{t^{0,637}}$$

Santa Cruz

$$I = \frac{393,70 \cdot f^{0,3556}}{t^{0,7016}} \text{ (mm/h)}$$

4.4.6 Frecuencia de lluvias - Periodo de retorno de diseño

El período de retorno de diseño es un factor importante para la determinación de la capacidad de redes de alcantarillado pluvial y la prevención de inundaciones en vías, áreas urbanas y plazas, por los riesgos y daños a la propiedad, daños personales y al tráfico vehicular. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado.

a) Frecuencias de 1 año a 2 años

Se utilizan para redes de áreas urbanas y suburbanas.

b) Frecuencias de 2 años a 5 años

Se utilizan para redes de áreas urbanas residenciales y comerciales.

c) Frecuencias de 10 años

Para colectores de segundo orden como canalización de riachuelos.

d) Frecuencias de 20 años a 50 años

Se adoptan para el diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de primer orden).

e) Frecuencias de 100 años

Se utilizan para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca.

En general la frecuencia de las precipitaciones debe ser balanceada entre inversión y riesgo. En este sentido, es necesario decidir con criterio las frecuencias elegidas, muchas veces dejando que los sistemas pluviales se sobrecarguen en precipitaciones excepcionales, permitiendo así viabilizar su necesidad y financiamiento.

Dependiendo de la importancia de la estructura hidráulica, el proyectista debe definir el período de retorno o grado de protección, esto es, mínimo, aceptable o recomendado. En cualquier caso este periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 - Periodos de retorno o grado de protección (años)

Características del área de drenaje	Mínimo	Aceptable	Recomendado
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1 000 ha *	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1 000 ha	25	25	50

*Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años

4.4.7 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal de diseño de aguas pluviales corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido con base en lo establecido en 4.4.6 y una duración equivalente al tiempo de concentración del escurrimiento, cuya estimación se define en 4.4.9.

Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas. En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, se deben considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incrementa. Los valores de la tabla 4.3 corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

Tabla 4.3 - Factor de reducción

Áreas de drenaje (ha)	Factor de reducción
50 a 100	0,99
100 a 200	0,95
200 a 400	0,93
400 a 800	0,90
800 a 1 600	0,88

4.4.8 Coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento (C), es función del tipo de superficie, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escurrimiento. Para su determinación se deben considerar las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores. El valor del coeficiente (C) debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

Para áreas de drenaje que incluyan subáreas con coeficientes de escurrimiento diferentes, el valor de (C) representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

$$C = \frac{(\sum C_i \cdot A_i)}{\sum A}$$

donde:

- C_i Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector, adimensional
 A_i Área de cada sector, en ha
 A Área total de la cuenca de drenaje, en ha

Para la estimación de (C) se deben adoptar los valores de la tabla 4.4. La adopción de determinados valores debe ser justificada.

Tabla 4.4 - Coeficientes de escurrimiento superficial

Características generales de la cuenca receptora	Valores C
Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0,70 a 0,90
Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitación con calles y vías pavimentadas	0,70
Zonas residenciales de construcciones cerradas y vías pavimentadas	0,65
Zonas residenciales medianamente habitadas	0,55 a 0,65
Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,55
Barrios con jardines y vías empedradas	0,30
Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0,10 a 0,20

Se recomienda en poblaciones rurales, adoptar para C, valores entre 0,40 y 0,60.

Asimismo los valores del coeficiente de escurrimiento superficial (C) para un proyecto de recolección y evacuación de aguas pluviales deben ser elegidos considerando: El efecto de la urbanización creciente, la posibilidad de realización de planes urbanísticos municipales y la legislación local referente al uso del suelo, como se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5 - Coeficientes de escurrimiento superficial en función al crecimiento de la urbanización

Características detalladas de la superficie	Valores C
Superficie de tejados (cubiertas)	0,70 a 0,95
Vías empedradas	0,25 a 0,40
Pavimentos y superficies de hormigón	0,40 a 0,50
Vías y paseos enripiados	0,15 a 0,30
Superficies no pavimentadas, lotes vacíos	0,10 a 0,30
Parqueos, jardines, gramados, dependiendo de la pendiente de los mismos	0,00 a 0,25

4.4.9 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido o de flujo en el colector. El tiempo de concentración está dado por la siguiente expresión:

$$T_c = T_e + T_t$$

donde:

T_c	Tiempo de concentración, en min
T_e	Tiempo de entrada, en min
T_t	Tiempo de recorrido o de flujo, en min

El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que el escurrimiento llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector.

4.4.9.1 Tiempo de entrada, T_e

Existen varias fórmulas para estimar el tiempo de entrada T_e . La ecuación de la FAA de los Estados Unidos es utilizada frecuentemente para el escurrimiento superficial en áreas urbanas. Esta ecuación es:

$$T_e = \frac{0,707 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}}$$

donde:

C	Coeficiente de escurrimiento, adimensional
L	Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m
S	Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m

La fórmula de Kerby también permite estimar T_e :

$$T_e = 1,44 \cdot \left(\frac{L \cdot m}{S^{1/2}} \right)^{0,467}$$

donde:

L	Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m
S	Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m
m	Coeficiente de retardo, adimensional

“m” debe ser estimado a partir del tipo de superficie, con base a los valores de la tabla 4.6.

Tabla 4.6 - Coeficiente de retardo

Tipo de superficie	m
Impermeable	0,02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0,10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0,20
Pastos ralos	0,30
Terrenos con arborización	0,70
Pastos densos	0,80

El Soil Conservation Service (SCS) propone estimar el “ T_e ” con base a la velocidad media de escurrimiento superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido:

$$T_e = \frac{L}{(60 \cdot V_e)}$$

donde:

L Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m

V_e Velocidad media de escurrimiento superficial, en m/s

V_e puede aproximarse por:

$$V_e = a \cdot S^{1/2}$$

donde:

a Constante, adimensional

S Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m

“a” es una constante que depende del tipo de superficie, como se muestra en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 - Constante “a” de velocidad superficial

Tipo de superficie	a
Bosque denso - poblado de árboles y arbustos	0,70
Pastos y patios	2,00
Áreas cultivadas en surcos	2,70
Suelos desnudos	3,15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6,50

4.4.9.2 Tiempo de recorrido, T_t

El tiempo de recorrido en un colector se debe calcular como:

$$T_t = \frac{L_c}{(60 \cdot V_m)}$$

donde:

L_c Longitud del colector, en m

V_m Velocidad media del flujo en el colector, en m/s

Dado que el tiempo (T_t) debe corresponder a la velocidad real del flujo en el colector, el tiempo de concentración debe determinarse mediante un proceso iterativo, tal como se describe a continuación:

- a) Suponer un valor de la velocidad real en el colector
- b) Calcular T_t
- c) Calcular T_e
- d) Obtener T_c
- e) Obtener i para este valor de T_c y el periodo de retorno adoptado
- f) Estimar Q con el método racional
- g) Con este valor de Q , estimar T_t real; si el valor de T_t estimado en el inciso b) difiere en más de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso g), es necesario volver a repetir el proceso

El tiempo de concentración mínimo en cámaras de arranque es 10 minutos y máximo 20 minutos. El tiempo de entrada mínimo es 5 minutos. Si dos o más colectores confluyen a la misma estructura de conexión, debe considerarse como tiempo de concentración en ese punto el mayor de los tiempos de concentración de los respectivos colectores.

4.5 CRITERIOS DE DISEÑO

4.5.1 Ecuaciones para el diseño

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.

4.5.1.1 Ecuación de Manning

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.2.

4.5.1.2 Ecuación de Continuidad

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.3.

4.5.1.3 Sección llena

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.4.

4.5.1.4 Sección parcialmente llena

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.5.

4.5.1.5 Relaciones de tirantes, velocidades y caudales

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se emplearán las fórmulas indicadas según 2.4.1.6.

4.5.2 Coeficiente “n” de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad “n” de la fórmula de Manning para alcantarillados pluviales principalmente depende de la forma y del tipo de material y/o canal.

Valores de “n” se presentan en la tabla 4.8 para diferentes tipos de materiales.

Tabla 4.8 - Valores del coeficiente de rugosidad

Material	Coeficiente de rugosidad (n)
Hormigón liso	0,011
Hormigón, superficie en mortero	0,013
PVC	0,010
Metal corrugado para aguas pluviales	0,024

4.5.3 Diámetro mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas pluviales, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro interno mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales es 200 mm (8 plg). Sin embargo, en casos especiales, y con la justificación del proyectista, puede reducirse en los tramos iniciales a 150 mm (6 plg).

4.5.4 Criterio de la tensión tractiva

La ecuación de la tensión de arrastre, que representa un valor medio de la tensión a lo largo del perímetro mojado de la sección transversal considerada, esta definida por:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_H \cdot S$$

donde:

τ	Tensión tractiva media o tensión de arrastre, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
S	Pendiente del tramo de tubería, en m/m

4.5.4.1 Tensión tractiva mínima

La fuerza tractiva debe ser suficiente para transportar el 95 % del material granular que se estima entra al sistema de alcantarillado pluvial.

Con el objeto de permitir la condición de auto limpieza de colectores, la tensión tractiva mínima admisible para sistemas de alcantarillado pluvial debe ser de 1,5 Pa. Para valores superiores el proyectista debe justificar.

4.5.4.2 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

Para cumplir con la condición de autolimpieza, los colectores de alcantarillado deben ser diseñados con una tensión tractiva mínima. Cuando por el requerimiento del transporte de arena sea necesario diseñar tuberías con pendientes mayores, se recomienda determinar la tensión tractiva mínima en forma empírica mediante análisis granulométrico del material sedimentable y luego aplicar la fórmula de Shields que tiene la siguiente ecuación:

$$\tau = f(\gamma_a - \gamma_w) \cdot d_{90\% - 95\%}$$

donde:

τ	Fuerza o tensión tractiva referida a la resistencia del sedimento al movimiento, en kg/m ²
f	Constante adimensional: 0,04 - 0,8
γ_a	Peso específico del material de fondo (arena), en kg/m ³
γ_w	Peso específico del agua, en kg/m ³
$d_{90\%-95\%}$	Diámetro específico en m, del 90 % al 95 % de las partículas a ser transportadas. El valor es obtenido de la frecuencia de distribución del análisis granulométrico del material de fondo o sólidos sedimentables que ingresan al sistema de alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado

NOTA

Véase también 2.4.4.1.

4.5.5 Pendiente mínima

Las pendientes de los colectores deben seleccionarse de tal forma que se ajusten a la topografía del terreno. En tramos en que la pendiente natural del terreno sea muy baja, deben verificarse detalladamente las tensiones tractivas, mientras que si ésta es demasiado pronunciada, es necesario establecer un número apropiado de estructuras de caída para que los tramos cortos resultantes tengan la pendiente adecuada.

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza. La pendiente de colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, según las siguientes ecuaciones:

- Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H}$$

- Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen}\theta^\circ}{2 \pi \theta^\circ} \right)}$$

donde:

S_{\min}	Pendiente mínima del tramo de tubería, en m/m
τ_{\min}	Tensión tractiva mínima, en Pa
ρ	Densidad del agua, 1 000 kg/m ³
g	Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s ²
R_H	Radio hidráulico, en m
D	Diámetro del conducto, en m
θ°	Angulo, en grado sexagesimal

La pendiente mínima debe determinarse para garantizar la condición de auto limpieza de la tubería, para la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

donde:

Q_p Caudal de aporte medio diario en la etapa inicial de proyecto (sección parcialmente llena)

Q_{II} Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (sección llena)

Otras relaciones de caudal deben ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones. Se recomienda utilizar:

$$\frac{Q_p}{Q_{II}} = 0,10$$

4.5.5.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible debe determinarse para las condiciones de flujo establecidas en 4.5.5 para una tensión tractiva media de 1,5 Pa.

La pendiente mínima admisible se determina para las condiciones de flujo establecidas en el punto anterior, tomando un valor para la relación de caudales (inicial/futuro). Utilizando las propiedades geométricas de la sección circular, se obtiene:

$$\frac{Q_p}{Q_{II}} = (0,10) \Rightarrow \frac{h}{D} \Rightarrow \theta^\circ \Rightarrow R_H$$

- Relación de caudal

De las propiedades hidráulicas de la sección circular, si se tiene $\frac{Q_p}{Q_{II}} = 0,10$, se obtiene:

- Relación de caudales

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \left(\frac{\theta^\circ}{360} - \frac{\text{sen}\theta^\circ}{2\pi} \right) \cdot \left(1 - \frac{360\text{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,10$$

- Ángulo central θ° , en grado sexagesimal

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2 \cdot h}{D} \right) = 110,11^\circ$$

- Relación de tirantes

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \cos \left(\frac{\theta^\circ}{2} \right) \right] = 0,2136$$

- Radio hidráulico del conducto parcialmente lleno

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{sen}\theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right) = 0,1278 \cdot D$$

- Pendiente mínima

$$S_{\min} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot R_H} = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot g \cdot 0,1278 \cdot D} \left[\frac{m}{m} \right]$$

Para la relación de caudales de 0,10, su ángulo θ , la relación de tirantes, el radio hidráulico y la pendiente mínima, y tomando en cuenta $\tau_{\min} = 1\text{Pa}$; $\rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$; $g = 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$; $n = 0,013$, se obtienen las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena, como se presenta en la tabla 4.9.

La pendiente de los colectores, siempre que sea posible, debe ser igual a la pendiente del terreno. No obstante, para emplear secciones de menores dimensiones, pueden ser adoptadas inclinaciones mayores que la del terreno, justificándose en este caso la conveniencia de aumentar los volúmenes de excavación.

Tabla 4.9 - Pendiente mínima admisible $Q_p/Q_{II} = 0,10$

Diámetro (D)		Pendiente (S)	Sección llena	
plg	m		Velocidad	Caudal
		o/oo	m/s	L/s
4	0,10	7,98	0,59	4,61
6	0,15	5,32	0,63	11,11
8	0,20	3,99	0,66	20,71
10	0,25	3,19	0,68	33,59
12	0,30	2,66	0,71	49,86
14	0,35	2,28	0,72	69,63
16	0,40	1,99	0,74	93,00
18	0,45	1,77	0,75	120,03
20	0,50	1,60	0,77	150,81
22	0,55	1,45	0,78	185,41
24	0,60	1,33	0,79	223,87
26	0,65	1,23	0,80	266,27
28	0,70	1,14	0,81	312,65
30	0,75	1,06	0,82	363,06
32	0,80	1,00	0,83	417,54
34	0,85	0,94	0,84	476,15
36	0,90	0,89	0,85	538,93
38	0,95	0,84	0,85	605,91
40	1,00	0,80	0,86	677,13

4.5.5.2 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Se pueden establecer otras relaciones de caudal presente y futuro, de acuerdo con las condiciones locales (caudales de aporte). Para este caso, la pendiente mínima se puede obtener de los valores presentados en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 - Pendiente mínima para diferentes relaciones de caudal

Criterios de diseño				Pendiente mínima	Flujo a sección llena	
Q_p/Q_{II}	h/D	R/D	τ_{\min} (Pa)	S_{\min} (o/oo)	V_{II} (m/s)	Q_{II} (m ³ /s)
0,10	0,2136	0,1278	1,5	$1,1964 D^{-1}$	$1,0559 D^{0,1667}$	$0,8293 D^{2,1667}$
0,15	0,2618	0,1525	1,5	$1,0027 D^{-1}$	$0,9666 D^{0,1667}$	$0,7592 D^{2,1667}$
0,25	0,3408	0,1895	1,5	$0,8069 D^{-1}$	$0,8671 D^{0,1667}$	$0,6811 D^{2,1667}$
0,35	0,4084	0,2175	1,5	$0,7030 D^{-1}$	$0,8094 D^{0,1667}$	$0,6357 D^{2,1667}$

4.5.6 Pendiente máxima admisible

La pendiente máxima admisible es aquella para la cual se tiene una velocidad en la tubería igual a 5,0 m/s para un caudal de final del plan de proyecto.

4.5.7 Tirante de agua

La altura de tirante de agua en colectores de aguas pluviales a considerar en el dimensionamiento de conductos circulares, debe ser a sección llena. Las tuberías deben ser normalmente dimensionadas para funcionar como conductos libres sin presión.

En caso de secciones rectangulares, el funcionamiento de los colectores a sección llena debe ser como conductos libres, previendo un colchón de aire de 0,10 m de altura, encima del nivel máximo de la lámina de agua.

4.6 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

4.6.1 Profundidad mínima de instalación

La profundidad mínima de instalación de los colectores de aguas pluviales deben seguir los mismos criterios según 2.5.1.

4.6.1.1 Recubrimiento mínimo a la cota clave

El recubrimiento mínimo debe ser de 1,00 m pudiéndose aceptar, por requerimientos de proyecto hasta 0,50 m. Esta situación debe ser debidamente justificada por el proyectista.

La profundidad mínima a la cota clave de los colectores de aguas pluviales debe seguir los mismos criterios según 2.5.1.1.

4.6.1.2 Conexión de descargas domiciliarias

La conexión de las descargas domiciliarias a los colectores de aguas pluviales debe seguir los mismos criterios según 2.5.1.2.

4.6.2 Profundidad máxima

La máxima profundidad de los colectores de aguas pluviales no debe exceder los 6,00 m, desde el nivel de terreno hasta el nivel inferior de la base de apoyo del colector.

4.6.3 Ubicación de colectores

La ubicación de los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según 2.5.3.

4.6.4 Tipos de sección admitidos

Para conductos de dimensión interna hasta 1,20 m es recomendable el empleo de una sección circular, sin embargo, si es conveniente se puede emplear esta sección hasta un diámetro de 2,0 m.

Para conductos de dimensiones internas mayores a 1,20 m, las uniones rectangulares son las más recomendables pudiendo ser adoptada con preferencia la sección cuadrada. Se debe cuidar que los lados verticales de las secciones rectangulares no sobrepasen los 3,00 m.

Los conductos de secciones circulares deben ser únicos, en cambio se pueden adoptar secciones múltiples en el caso de conductos con secciones rectangulares. En este caso para equilibrar las alturas de láminas de agua, entre las secciones se dispondrán vertederos espaciados como máximo cada 50 m.

En las áreas urbanas no se admitirán canalizaciones abiertas.

4.6.5 Ubicación de cámaras de inspección

La ubicación de las cámaras de inspección del sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según 2.5.4.

La cámara de conexión debe instalarse para recibir las conexiones de las bocas de tormenta. Cuando no hubiera posibilidad de limpieza y desobstrucción a través de los colectores y de las bocas de tormenta, debe ser obligatoria la instalación de cámaras de inspección.

Es recomendable la instalación de cámaras de inspección en las redes de alcantarillado pluvial, además de lo señalado anteriormente, en los siguientes casos:

- a) Cambio de dirección.
- b) Cambio de pendiente.
- c) Cambio de diámetro.
- d) En la convergencia de más de un (1) colector.
- e) En puntos de caída de los colectores.

4.6.6 Distancia entre elementos de inspección

La distancia entre los elementos de inspección de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales debe seguir las mismas especificaciones según 2.5.5.

4.6.7 Dimensiones del ancho de zanja

Las dimensiones del ancho de zanja para los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.6.

4.6.8 Anchos de zanja para dos (2) o más colectores

Los anchos de zanja para dos o más colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.7.

4.6.9 Dimensiones de las cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo debe ser de 1,20 m. El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección debe ser de 0,60 m.

4.6.10 Canaletas media caña

Las canaletas media caña de los colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.9.

4.6.11 Cámaras con caída

Las cámaras con caída de un sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales deben seguir las mismas especificaciones según 2.5.10.

4.6.12 Ubicación de las bocas de tormenta

Las bocas de tormenta deben ubicarse antes de los pasos peatonales (cebras), en los puntos bajos de las cunetas, también en puntos intermedios y en cualquier otro lugar donde se verifique la acumulación de aguas superficiales.

4.6.13 Interconexión entre tramos de colectores

La interconexión entre tramos de colectores se debe hacer siempre mediante la instalación de una cámara de inspección, según las siguientes condiciones:

- a) Las dimensiones de los colectores no deben disminuir en la dirección aguas abajo
- b) En la unión de colectores de diámetros diferentes, las claves deben mantener el mismo nivel
- c) La caída máxima aceptable en una cámara de inspección no debe exceder de 2,5 m
- d) En caso de que sea necesaria la adopción de una caída mayor a 2,50 m de altura, se debe estudiar la disipación de energía existente

4.6.14 Etapas de construcción

Los aspectos de las etapas de construcción para redes de sistemas de alcantarillado pluvial se establecen según 2.5.11.

4.6.15 Materiales

Los aspectos sobre los diferentes tipos de materiales de tuberías para sistemas de alcantarillado pluvial, se establecen según 2.5.12.

CAPITULO 5 - SISTEMAS DE ALCANTARILLADO COMBINADO

5.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

En este capítulo se presentan los aspectos más importantes que deben tenerse en cuenta en los sistemas de alcantarillado combinado o unitario. Los parámetros para el desarrollo del diseño de los mismos han sido definidos en los capítulos anteriores.

5.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Este sistema debe ser adoptado en aquellas localidades donde existan situaciones de hecho que limiten el uso de otro tipo de sistemas o cuando resulte ser la mejor alternativa, teniendo en cuenta los costos de disposición de las aguas residuales. Localidades con una densidad de drenaje natural alta pueden ser apropiadas para este tipo de sistemas. Su adopción debe requerir una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental que permita recomendarlo por encima de sistemas de recolección y evacuación separados y que garantice que representa la mejor alternativa de saneamiento, incluidos los costos asociados con la disposición final y eventual tratamiento.

Un sistema combinado puede tener ventajas en lo que a costos se refiere. Sin embargo, esto no debe ser analizado considerando el sistema de recolección y evacuación independientemente, sino en conjunto con los requerimientos de tratamiento de las aguas residuales, para cumplir con la legislación vigente del país sobre vertimientos a cuerpos de agua receptores.

5.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los criterios y parámetros de diseño para sistemas combinados son los mismos que los correspondientes sistemas separados sanitario y pluvial. Los capítulos 2 y 4 contienen estos requerimientos.

Los valores máximos y mínimos que gobiernan el diseño de sistemas combinados corresponden a los de redes pluviales.

La construcción de aliviaderos en sistemas combinados tiene por objeto disminuir los costos de conducción de los flujos hasta el sitio de disposición final o de tratamiento de las aguas residuales. Estas estructuras derivan parte del caudal que se supone es de escurrimiento pluvial a drenajes que usualmente son naturales o a almacenamientos temporales, aliviando así los caudales conducidos por los interceptores o emisarios al sitio de disposición final, que puede ser una planta de tratamiento de aguas residuales.

Dentro del diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas combinadas, es necesario considerar el alivio de los caudales, cuyos criterios deben estar basados en el grado de dilución, las características hidrológicas de la zona, los volúmenes esperados de alivio, la capacidad de depuración del cuerpo de agua receptor de estos volúmenes, la funcionalidad hidráulica requerida y el efecto ambiental de las aguas de alivio.

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en los sistemas combinados es la variación de la calidad del agua combinada en relación con el hidrograma de escurrimiento pluvial. Las primeras etapas del limbo ascendente del hidrograma tienen asociado normalmente el lavado de escurrimiento superficial de las áreas de drenaje y, por lo tanto, tienen la mayor concentración de contaminantes urbanos. En periodos posteriores del hidrograma, las concentraciones disminuyen. El diseño de estructuras de control y alivio de caudales debe, por lo tanto, tener consideraciones con relación a este aspecto.

5.4 CAUDAL DE DISEÑO

Dado que, en general el caudal de aguas residuales constituye una pequeña fracción del caudal total combinado, el caudal de diseño de los sistemas combinados es igual al caudal de aguas pluviales que llega como escurrimiento a los colectores. Sin embargo, cuando el caudal de aguas residuales es mayor que el 5 % del caudal de aguas pluviales, debe tomarse como caudal de diseño la suma de los caudales de aguas residuales y aguas pluviales. En este caso, el caudal de aguas residuales se establece con las contribuciones domésticas, industriales, comerciales, institucionales y de infiltración, sin adicionar las conexiones erradas o cruzadas.

Es necesario revisar el comportamiento hidráulico de los colectores para las condiciones de caudal mínimo inicial.

CAPITULO 6 - ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS PARA SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES

6.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Este capítulo establece la definición de las diferentes estructuras que complementan un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales y cuyo fin es asegurar que los sistemas operen satisfactoriamente y puedan ser inspeccionados y mantenidos correctamente.

6.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales están conformados por dos componentes principales: (1) la red de colectores y (2) estructuras adicionales o complementarias. Dentro de las estructuras complementarias están las cunetas, sumideros, cámaras de inspección, rápidas de caídas escalonadas, canales, amortiguadores de energía, canal de entrega entre el amortiguador y la descarga, sifones invertidos, canalización de cauces y el control de la erosión en la descarga.

6.3 CUNETAS

Las cunetas son estructuras hidráulicas diseñadas para recolectar las aguas pluviales que drenan a través de las calles.

6.3.1 Descarga admisible

En el dimensionamiento de las cunetas se debe considerar un cierto margen de seguridad en su capacidad, teniendo en cuenta los problemas funcionales que pueden reducir su poder de escurrimiento como provocar daños materiales con velocidades excesivas.

6.3.2 Diseño de cunetas

El comportamiento hidráulico en las cunetas puede hacerse con la ecuación de Manning.

6.4 SUMIDEROS

Denominadas también bocas de tormenta, son estructuras hidráulicas utilizadas para la captación del escurrimiento superficial que corre por las cunetas.

6.4.1 Ubicación de sumideros

Se debe justificar la ubicación, el número y tipo de bocas de tormenta que se utilicen de acuerdo con las características de la zona, de tal manera que se garantice que el agua no rebase las mismas.

Los sumideros se deben ubicar en las vías vehiculares o peatonales, en los cruces de las vías y en los puntos intermedios bajos. Algunos criterios para su ubicación, son los siguientes:

- a) Puntos bajos y depresiones
- b) Reducción de pendiente longitudinal de las calles
- c) Antes de puentes y terraplenes
- d) Preferiblemente antes de los cruces de calles y pasos peatonales
- e) Captación de sedimentos

6.4.2 Diseño de sumideros

Los sumideros deben diseñarse en forma lateral o transversal al sentido del flujo. Los cálculos hidráulicos de los sumideros pueden basarse en ecuaciones empíricas obtenidas de mediciones de laboratorio y campo. El proyectista debe justificar los métodos y aproximaciones utilizadas en la estimación de caudales y en el análisis del comportamiento hidráulico.

6.5 CÁMARAS DE INSPECCIÓN

Las cámaras de inspección, en general, se construyen en hormigón simple y armado, mampostería de piedra y ladrillo, prefabricadas y PVC. Pueden ser de sección circular (diámetro inferior no debe ser menor a 1,20 m con un cono truncado de 0,60 m en su parte superior), o cuadrada de acuerdo a las condiciones del lugar de emplazamiento.

Para colectores muy grandes la cámara debe ubicarse desplazada del eje del colector con el fin de permitir un acceso más fácil.

Las tapas de las cámaras deben ser de fierro fundido, hormigón armado o mixtas, de acuerdo a condiciones locales.

6.6 CÁMARAS DE CAÍDA

Las cámaras de caída son estructuras de conexión frecuentes en terrenos con pendiente pronunciada, con el objeto de evitar velocidades mayores de las máximas permisibles.

Se debe proyectar la cámara de caída cuando haya una diferencia de nivel mayor de 0,75 m, entre el fondo de la media caña y la solera de la tubería de entrada.

La tubería de entrada se unirá con el fondo de la cámara con un tubo bajante que estará colocado fuera de la misma. La tubería se debe prolongar además con su pendiente original hasta la parte interior de la cámara, con objeto de facilitar la inspección y limpieza del conducto.

El diámetro del tubo bajante debe ser del mismo diámetro que el tubo de entrada, pero en ningún caso menor de 200 mm (8 plg) para el caso de sistemas de alcantarillado pluvial.

Si la tubería de entrada tiene un diámetro mayor de 900 mm (36 plg) en lugar de tubo de bajada se debe diseñar una transición escalonada entre el tubo y la cámara.

6.7 TRANSICIONES EN COLECTORES

Se deben diseñar estructuras de unión y de transición cuando un conducto descarga a otro de diferente sección y en los casos que se justifiquen dichas estructuras. En el diseño de las transiciones se deben tener en cuenta las pérdidas de carga en uniones y cambios de sección.

No se deben permitir transiciones de los canales bajo puentes o pasos elevados.

Los métodos de cálculo se deben basar en consideraciones de energía, estimando las pérdidas de entrada y salida de la transición.

6.8 RÁPIDAS DE CAÍDAS ESCALONADAS

Se debe estudiar el régimen hidráulico en las rápidas o caídas escalonadas de los colectores a fin de estimar la velocidad máxima y controlarla para evitar la erosión. La calidad de los materiales, debe estar adecuadamente especificada para evitar la erosión en todas las partes que integran la estructura.

6.9 CANALES

Los canales que se utilizan para conducir las aguas pluviales deben ser canales abiertos. La sección del canal puede tener cualquier forma. No son permitidos para recolección y evacuación de aguas residuales. En los casos en que sea necesario se debe proyectar un canal cuya sección sea cerrada, se debe cumplir la condición de flujo a superficie libre.

El diseño de canales, en general, se debe hacer utilizando la fórmula de Manning. Se debe justificar el valor del coeficiente de rugosidad adoptado y cuando el canal trabaje mojando diferentes materiales, se debe calcular el coeficiente para cada uno de ellos.

Si inicialmente el canal va a trabajar sin revestimiento, se debe verificar la tensión tractiva con el caudal de diseño.

6.9.1 Canales revestidos

Los canales revestidos se deben diseñar de tal manera que los colectores afluentes, descarguen por encima de las aguas máximas del canal y los aliviaderos trabajen libremente.

La velocidad máxima del agua no debe exceder de 5,0 m/s. Si la pendiente natural es elevada, se deben escalar los canales de tal manera que se disminuya la energía cinética a un nivel aceptable.

6.9.2 Canales de hormigón con pendiente menor o igual al 8 %

Estos canales se deben diseñar conservando un borde libre no inferior al 30% del tirante máximo del agua en el canal. Si en una etapa posterior, va a trabajar como conducto cerrado, se deben dimensionar previendo que el tirante máximo no exceda del 90% con relación a la altura total del conducto.

En curvas horizontales se debe prever el peralte necesario en la losa del canal, debidamente justificado. La velocidad máxima debe cumplir lo especificado en el diseño del alcantarillado pluvial.

6.9.3 Canales de hormigón con pendiente mayor al 8 %

Se debe justificar la sección adoptada, previendo además su posible adecuación futura como conducto.

6.10 AMORTIGUADORES DE ENERGÍA

6.10.1 Amortiguadores por impacto

Para caudales hasta 5,0 m³/s se deben proyectar estructuras de amortiguación de la energía por impacto, en el extremo de los canales o conductos.

6.10.2 Amortiguadores con resalto hidráulico

Si el caudal excede en $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$, para el control adecuado de la energía específica, se deben proyectar amortiguadores con resalto hidráulico. Este resalto hidráulico se debe formar dentro del tanque amortiguador y la velocidad aguas abajo no debe exceder de $1,5 \text{ m/s}$.

6.11 CANAL DE ENTREGA ENTRE EL AMORTIGUADOR Y LA DESCARGA

El canal de entrega entre el amortiguador y la descarga se debe revestir en su tramo inicial con piedra u hormigón en una longitud de 20 m, además se debe diseñar para mantener la continuidad del flujo, previendo un borde libre del orden del 30% de la altura máxima del tirante del canal. El ángulo de intersección entre el canal y la quebrada, no debe ser menor a 45° .

El canal y el cauce de la quebrada receptora, se debe proteger en una distancia de 50 m aguas arriba y abajo de la entrega.

6.12 SIFONES INVERTIDOS

Se deben proyectar sifones invertidos en los casos en que sea necesario salvar accidentes topográficos o de otra índole, tales como obstáculos, conducciones o viaductos subterráneos, cursos de agua a través de valles, entre otros, que impidan la instalación de colectores en condiciones normales.

Los sifones invertidos deben estar conformados por dos o más tuberías, dependiendo del caudal de diseño que se requiera conducir.

6.12.1 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo en tuberías que son parte de un sifón invertido debe ser de 150 mm (6 plg).

6.12.2 Velocidad mínima

La velocidad en las tuberías debe ser superior a la velocidad de autolimpieza determinada por la tensión tractiva. En algunos casos se puede adoptar la solución por bombeo cuando la pendiente sea muy pequeña.

6.12.3 Sistema de limpieza

Para hacer una limpieza fácil y eficiente se deben prever y proyectar cámaras de inspección aguas arriba y aguas abajo del sifón invertido.

6.13 CANALIZACIÓN DE CAUCES

Se deben analizar los diversos factores que intervengan en la regularización adecuada de las quebradas, analizando con especial atención los siguientes aspectos:

- a) Caudal de diseño de las quebradas debe ser igual a la suma de los caudales producidos por la cuenca y las áreas afluentes del desarrollo urbano
- b) El caudal producido por el escurrimiento de una cuenca natural y que por sus características topográficas no sea urbanizable, se debe calcular con la fórmula racional asumiendo una frecuencia mínima de cinco (5) años. En el cálculo se debe considerar el área total de la cuenca hasta el punto en estudio
- c) El caudal aportado por un área urbanizada o por urbanizar se debe calcular de acuerdo con los criterios generales para el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial

6.14 CONTROL DE LA EROSIÓN EN LA DESCARGA

Para evitar la erosión de las quebradas en los lugares donde fluyan canales de entrega o colectores, se debe proteger el lecho y los taludes con materiales adecuados en una longitud de 50 m.

La sección revestida debe trabajar con un borde libre no inferior al 30 % del tirante correspondiente a la descarga máxima.

En las zonas de las quebradas donde haya tendencia o formación de meandros que puedan disminuir su área útil o para la protección de áreas o instalaciones de gran valor, se deben proyectar revestimientos o protecciones especiales.

6.14.1 Alineamiento

Se deben rectificar los cauces naturales procurando mantener en cuanto sea posible su sección y alineamiento naturales.

6.14.2 Pendiente

En las quebradas canalizadas las pendientes no deben ser mayores al 4 % y a objeto de lograrla se deben utilizar estructuras de caída provistas de amortiguadores adecuados.

6.15 ALIVIADEROS

Los aliviaderos son estructuras del sistema combinado principalmente empleados para desviar el caudal o caudales parciales que puedan sobrecargar los emisarios, las plantas de tratamiento o hasta el sitio de disposición final. Estas estructuras derivan parte del caudal que se supone es de escorrentía pluvial a drenajes que usualmente son naturales o a almacenamientos temporales, aliviando así los caudales conducidos por colectores, interceptores o emisarios al sitio de disposición final, que puede ser una planta de tratamiento de aguas residuales.

6.15.1 Consideraciones para su proyección

El caudal derivado por el aliviadero es una fracción del caudal compuesto de aguas residuales y pluviales, donde los residuos sanitarios y pluviales se mezclan, de tal forma que se diluye la concentración media de las aguas residuales.

Los aliviaderos pueden ser ordinarios, laterales, transversales y de fondo. Su ubicación debe estar en función de la configuración del terreno y de la posibilidad de derivar los caudales al cuerpo de agua receptor sin causar problemas de inundaciones de áreas aledañas. Estas estructuras usualmente están contenidas en pozos de inspección convencionales. El aliviadero puede ser sencillo o doble, según la longitud de vertedero requerida.

6.15.2 Estudios básicos

Deben estudiarse los sistemas existentes de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, de donde usualmente se genera la posibilidad de disponer de un sistema combinado. Se debe establecer las características hidrológicas de la localidad, en particular de los posibles cursos de agua receptores de los volúmenes de alivio.

Las características hidráulicas, hidrológicas y de calidad de agua del curso de agua receptor deben ser determinadas con el fin de establecer los volúmenes aliviados. Es necesario

considerar el comportamiento integral de las redes de recolección, evacuación y alivio, junto con el tratamiento de las aguas residuales y la respuesta ambiental de los cuerpos de agua receptores.

6.15.3 Parámetros de diseño

Los parámetros a ser tomados en cuenta para el dimensionamiento de los aliviaderos son:

6.15.3.1 Caudal de alivio

El caudal de alivio corresponde al caudal medio diario de aguas residuales que llegan a la estructura multiplicado por el factor de dilución, el cual debe ser mayor que 1. El factor de dilución es la relación entre el caudal a partir del cual el aliviadero comienza a derivar agua y el caudal de aguas residuales. Este factor depende del tamaño del colector, de su ubicación dentro del perímetro urbano, de la magnitud del caudal en el curso de agua o del volumen de almacenamiento temporal en un cuerpo de agua receptor y del impacto que los volúmenes aliviados puedan generar en éste.

Valores bajos de este factor corresponden a colectores secundarios que alivian cursos de agua con poco caudal, mientras que valores altos corresponden a interceptores o emisarios finales que descargan a un cauce con gran caudal. Necesariamente, un aliviadero no puede derivar aguas residuales no diluidas.

6.15.3.2 Frecuencia de alivios

Se debe caracterizar la frecuencia de eventos de precipitación, de esta manera debe establecerse el número esperado de veces por año que operaría el aliviadero. El número adecuado debe estar relacionado con el periodo de retorno de diseño de los colectores de la red. Cuanto mayor sea el periodo de retorno, menor debe ser la frecuencia anual de operación del aliviadero.

6.15.3.3 Volúmenes esperados de alivio

Los volúmenes de alivio son determinados a partir del análisis de las características de eventos de precipitación que puedan generar escorrentía pluvial en la zona. El volumen de alivio es función del hidrograma generado y de las características de alivio de la estructura. Para tener en cuenta lo anterior, puede usarse un módulo de escorrentía cuyo valor depende de las características climatológicas y físicas de la localidad. Los valores se encuentran entre 10 y 20 L/s/ha de escorrentía directa.

6.15.3.4 Capacidad del curso o cuerpo de agua receptor de asimilar las cargas contaminantes y volúmenes de agua de alivio

Cada estructura de alivio que esté en proyección debe tener en cuenta su efecto propio sobre las aguas receptoras, al igual que el efecto acumulado aguas arriba. La corriente o cuerpo de agua receptor debe ser caracterizado hidráulica, hidrológica y ambientalmente para establecer sus condiciones de asimilación y depuración.

6.15.3.5 Comportamiento hidráulico

Desde el punto de vista hidráulico, los parámetros de diseño corresponden, en el caso de un vertedero lateral, a la profundidad antes de la estructura, régimen de flujo y longitud

de vertedero y si tiene pantalla para incrementar su capacidad, la altura de éste. En los aliviaderos transversales interesan la profundidad del flujo de aproximación, la altura del vertedero y las dimensiones del colector de salida.

6.15.4 Métodos de cálculo

El flujo en un vertedero lateral corresponde a flujo espacialmente variado, basado en el análisis de conservación de momentum o energía entre dos secciones ubicadas aguas arriba y aguas abajo del vertedero y en la relación entre el caudal de alivio y la longitud del vertedero.

Debe tenerse en cuenta que la descarga del vertedero sea libre, porque el espacio entre la cresta del vertedero y el nivel del agua del colector que transporta las aguas lluvias aliviadas debe ser al menos de 0,05 m.

En los aliviaderos transversales el vertedero de aguas de alivio debe colocarse de manera perpendicular a la dirección de flujo y derivar el colector con las aguas no aliviadas por aberturas de fondo.

CAPITULO 7 - ESTACIONES DE BOMBEO

7 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Este capítulo establece los requisitos mínimos y las condiciones básicas que deben cumplir las estaciones de bombeo que se construyan en cualquiera de las etapas de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

Las disposiciones establecidas en este capítulo deben cumplirse para cualquier tamaño de sistema, a menos que se indique lo contrario.

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las estaciones de bombeo de aguas residuales o pluviales son necesarias para elevarlas o transportarlas en la red de alcantarillado cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible.

NOTA

Véase también el Reglamento Técnico de Diseño de Estaciones de Bombeo.

7.1.1 Ubicación

La definición de selección de la ubicación del sitio adecuado para la estación de bombeo, debe ser consecuencia de una decisión tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Condiciones del sitio
- b) Drenaje del terreno
- c) Menor nivel geométrico (altura media) entre el punto de succión y punto de bombeo
- d) Trayecto más corto de la tubería de bombeo
- e) Cotas de acceso superiores a las cotas máximas de inundación, o en caso contrario, con posibilidad de protección adecuada
- f) Estabilidad geotécnica del terreno
- g) Accesibilidad ininterrumpida, no obstante existan inundaciones u otras dificultades, a través de medios prácticos de transporte, a no ser que en tales situaciones sea permitido que la estación quede fuera de servicio
- h) Dimensiones del terreno suficientes para satisfacer las necesidades actuales y futuras
- i) Facilidad de suministro adecuado de energía y disponibilidad de otros servicios (agua potable, teléfonos, etc.)
- j) Facilidad de vertimientos de aguas residuales o pluviales en condiciones eventuales e interrupción de bombeo
- k) Reacondicionamiento mínimo de interferencias
- l) Menor movimiento de tierra
- m) Integración de la obra con el paisaje circundante
- n) Propiedad y facilidad de adquisición del terreno
- o) Manejo de olores
- p) Factibilidad de adquisición de predios o terrenos

7.1.2 Otras consideraciones

Otras consideraciones que se deben tomar en cuenta antes de llevar adelante el diseño son:

- a) Estudios topográficos
- b) Condiciones geotécnicas

- c) Disponibilidad de energía
- d) Calidad del agua a ser bombeada

7.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

7.2.1 Período de diseño

Los siguientes factores del período de proyecto deben ser considerados:

- a) Vida útil de las instalaciones y equipos, y la rapidez con que se tornan obsoletos.
- b) Mayor o menor dificultad de ampliación de las instalaciones.
- c) Población futura: características de crecimiento.
- d) Tasas de intereses y amortización del financiamiento.
- e) Nivel económico de la población atendida.
- f) Facilidades o dificultades en la obtención del financiamiento.
- g) Funcionamiento de la instalación en los primeros años.

El periodo de diseño debe ser determinado según la tabla 2.1.

La estimación de los valores de vida útil es de difícil evaluación, debido a los diversos factores que intervienen.

7.2.2 Caudal de diseño

En general se consideran para una estación de bombeo de aguas residuales el caudal promedio diario, los caudales diarios mínimos y máximos y el caudal máximo horario. Tanto para aguas residuales como pluviales, deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- a) Caudal al final del periodo de diseño
- b) Caudal mínimo al final del periodo de diseño
- c) Caudal máximo al final de cada etapa del periodo de diseño
- d) Caudal mínimo al final de cada etapa del periodo de diseño
- e) Caudal máximo al inicio de la operación de la estación
- f) Caudal mínimo en el inicio de la operación de la estación

7.2.3 Colector, interceptor o emisario afluente

Es necesario considerar las características físicas del colector, interceptor o emisario afluente a la estación de bombeo. Algunas de estas son:

- a) Forma de la sección, material y dimensiones de la sección
- b) Cota solera del conducto en el punto de entrada a la estación de bombeo
- c) Cota solera del conducto en la salida de la última estructura de conexión
- d) Cota máxima de agua en la entrada de la estación de bombeo
- e) Desnivel geométrico entre el nivel de la succión y de descarga

7.3 CRITERIOS DE DISEÑO

La magnitud y las variaciones de los caudales y los desniveles que deben ser vencidos, permiten determinar el tipo de bomba. Las variaciones de caudales a lo largo del tiempo contribuyen a determinar las etapas del proyecto y el tipo de instalación. Para pequeñas estaciones de bombeo deben adoptarse instalaciones simplificadas con automatización en función de los niveles en el pozo de succión. Deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Características del agua residual afluyente
- b) Tipo de energía disponible
- c) Espacios requeridos y disponibles
- d) Forma de operación prevista
- e) Variación en los niveles máximo y mínimo en la succión y la descarga, así como la variación en los caudales
- f) Periodos de operación
- g) Compatibilidad con equipos existentes

7.3.1 Pozos de succión

El pozo de succión, también denominado cárcamo o pozo húmedo, es el compartimiento destinado a recibir y acumular las aguas residuales durante un determinado período. Su adecuado dimensionamiento y la utilización de controles de nivel permiten el correcto manejo de las aguas afluentes. El volumen útil del pozo de succión debe ser determinado considerándose:

- a) Intervalo del tiempo entre partidas sucesivas del motor de la bomba (tiempo de ciclo)
- b) Caudal de bombeo

7.3.2 Control de tamaños de sólidos

Los sólidos en el agua residual afluyente, que puedan perjudicar el funcionamiento de las bombas, deben ser removidos antes que las aguas lleguen al pozo de succión, mediante rejillas de limpieza, o utilizando bombas con trituradores.

7.3.3 Potencia de las bombas y motores

La potencia requerida de las bombas debe calcularse para el caudal máximo y la altura dinámica, teniendo en cuenta su eficiencia. Para la estimación de las pérdidas de carga pueden utilizarse las fórmulas de Darcy-Weisbach o Hazen-Williams, entre otras, incluyendo pérdidas por fricción y pérdidas por accesorios de unión y control; en cada caso debe justificarse su uso. Se deben analizar varios escenarios de operación de las bombas y establecer el comportamiento hidráulico mediante las curvas del sistema y las curvas características de las bombas. Finalmente, para todos los caudales previstos debe verificarse la cavitación. Para verificar la cavitación, es necesario determinar la Altura Líquida de Succión Positiva (NPSH) disponible en el sistema ($NPSH_d$) y compararlo con la NPSH requerida por la bomba ($NPSH_r$) para el caudal de bombeo. Para que no haya cavitación la $NPSH_d$ debe ser mayor que la $NPSH_r$.

7.3.4 Golpe de ariete

Se debe tener en cuenta el efecto del golpe de ariete causado por interrupciones en la energía y la consecuente interrupción del flujo. Debe calcularse la sobre-elevación de presiones, las subpresiones y las velocidades de onda. El análisis debe hacerse para el máximo caudal en las diferentes formas de operación.

Debe disponerse de los mecanismos y accesorios necesarios para mitigar los efectos de este fenómeno, tales como válvulas reductoras de presión y aliviaderos.

7.3.5 Válvulas y accesorios

Deben ser instalados en sitios accesibles para su operación, con indicaciones claras de

posición abierta o cerrada para posibilitar su montaje y desmontaje. En caso de accionamiento manual, el esfuerzo tangencial a ser aplicado no debe sobrepasar 200 N. Si esto no puede lograrse, debe preverse un accionamiento mecanizado. Las presiones de servicio deben ser compatibles con las presiones máximas previstas. Los tipos de válvulas principalmente utilizados son: de retención, de compuerta.

7.4 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo se clasifican de diversas formas y los criterios más comunes son:

- a) Capacidad (m^3/s , m^3/h , L/s)
- b) Fuente de energía (electricidad, diesel)
- c) Método constructivo (convencional, premoldeada)
- d) Altura manométrica
- e) Función específica

De acuerdo con su capacidad, las estaciones de bombeo son clasificadas en:

- a) Pequeñas: menor de 50 L/s
- b) Medias: 50 L/s a 500 L/s
- c) Grandes: superior a 500 L/s

Y de acuerdo con su carga, en:

- a) Bajas: menor de 10 m.
- b) Medias: 10 m a 20 m.
- c) Altas: superior a 20 m.

La elección del tipo de bomba debe depender básicamente de los siguientes factores: localización, capacidad de la bomba, número, tipo y tamaño de la bomba, proyecto estructural, proyecto arquitectónico y aspectos estéticos.

El tipo de bomba también puede ser definido por el área disponible para su construcción.

Los tipos de elevadoras se clasifican según las bombas a ser utilizadas:

- a) Bombas con eyectores neumáticos
- b) Bombas centrífugas
- c) Bombas helicoidales

De acuerdo a su posición e instalación de los conjuntos elevatorios, las bombas convencionales pueden ser clasificadas en:

- a) Pozo seco
 - conjunto motor-bomba de eje horizontal
 - conjunto motor-bomba de eje prolongado-bomba no sumergida
 - conjunto motor-bomba de eje vertical-bomba no sumergida
 - conjunto motor-bomba de eje horizontal-bomba auto escorvante

b) Pozo húmedo

- conjunto vertical de eje prolongado-bomba sumergida
- conjunto motor-bomba sumergida

7.5. SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS

Las condiciones hidráulicas determinantes para seleccionar los equipos de bombeo y tuberías son:

- a) Caudal de bombeo
- b) Altura manométrica de la bomba
- c) Número de conjuntos motor - bomba
- d) Velocidades de las tuberías de succión e impulsión

Las bombas deben cubrir las variaciones diarias del agua residual afluyente mediante un caudal de bombeo adecuado.

Se debe estimar la altura manométrica para elegir la bomba considerando los niveles desde el pozo de succión en la cota solera del conducto afluyente y el nivel mínimo de salida en el conducto efluente.

La determinación del número de conjuntos motor-bomba es función de los caudales y de sus variaciones, de los equipos disponibles en el mercado, y de un análisis económico, considerando los costos de las obras civiles y equipos a ser adquiridos, incluyendo la operación y mantenimiento del sistema. No hay ninguna regla para definir el número de bombas a ser instaladas en una estación de bombeo.

El dimensionamiento de las tuberías y bombas debe ser elaborado tomando en cuenta los siguientes criterios:

a) Velocidades límite de la tubería de succión

- Velocidad mínima 0,6 m/s
- Velocidad máxima 1,5 m/s
- Velocidad recomendada 1,0 m/s

b) Velocidades límite de la tubería de impulsión

- Velocidad mínima 0,6 m/s
- Velocidad máxima 2,5 m/s
- Velocidad recomendada 1,5 m/s

c) Comparación técnico-económica.

Debe ser realizada una comparación de costos, considerando lo siguiente:

- Costo de adquisición e instalación de tubería y accesorios.
- Costo de los conjuntos motor-bomba.
- Costos de operación y mantenimiento y consumo de energía.

d) Variaciones de los caudales de bombeo y etapas del proyecto.

Los grupos generadores de emergencia, de accionamiento manual o automatizado, deben ser instalados en lugares donde haya interrupción frecuente de energía eléctrica.

7.6 DETERMINACIÓN DE LAS UNIDADES COMPLEMENTARIAS

Las aguas residuales afluentes, antes de ingresar en la estación de bombeo, deben pasar por una estructura con tres (3) finalidades:

- a) Servir como cámara de visita para inspección
- b) Permitir la instalación de compuertas para aislar la estación de bombeo y sirvan como desvío (by pass)
- c) Incluir un vertedero que desvíe el agua servida de la estación a un curso receptor próximo adecuado de descarga, cuando exista la necesidad

Debe ser prevista una estructura de desvío mediante una compuerta aguas arriba, la misma que debe ser utilizada en ocasión del mantenimiento.

Las estaciones de bombeo de pequeña capacidad, pueden omitir la estructura mencionada.

Los elementos como desvíos y compuertas deben ser convenientemente adaptados al pozo de succión. En estas estaciones, el colector afluente descarga directamente el agua residual en el pozo de succión.

En estaciones grandes de bombeo, el accionamiento de la compuerta debe ser mecanizado.

En estaciones de bombeo, cuyos niveles (pisos) de operación, debido a condiciones particulares están por debajo de las cotas de inundación, la compuerta de bloqueo debe ser automatizada y regulada para cerrar en función de la cota “máxima maximórum” alcanzada por el agua residual en el pozo de succión o en ocasiones de corte de energía eléctrica, que provoque la inmediata paralización de los conjuntos motor-bomba que se encontraran en operación.

Se deben tomar en cuenta las siguientes unidades complementarias:

- a) Sistema de medición de las aguas residuales
- b) Canales afluentes
- c) Instalaciones de cribado (rejas)

7.7 INSTALACIONES

El tamaño de las estaciones de bombeo debe ser función del tamaño del sistema. Se debe dimensionar las instalaciones de la estación de manera consistente con el nivel definido y con las particularidades y necesidades específicas de cada caso. Las características adoptadas de las siguientes instalaciones de la estación de bombeo deben ser justificadas:

- a) Sala de bombas
- b) Medición y control
- c) Sala de control
- d) Accesorios y escaleras
- e) Iluminación
- f) Señalización

- g) Ventilación
- h) Protección contra incendios
- i) Equipos de movilización
- j) Drenaje de pisos
- k) Instalaciones hidráulicas y sanitarias
- l) Aislamiento acústico

7.8 OTROS DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

Los diseños eléctricos, mecánicos, geotécnicos y estructurales deben basarse en las disposiciones y reglamentaciones vigentes en el país. El proyectista debe tener en cuenta la normatividad correspondiente en cada uno de los casos y sustentar adecuadamente sus diseños.

7.9 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

Para la puesta en marcha de la estación de bombeo, se deben realizar las siguientes tareas:

- a) Inspecciones preliminares
- b) Pruebas preliminares
- c) Prueba hidrostática del pozo de succión
- d) Verificación del comportamiento de las bombas y motores
- e) Verificación del funcionamiento de los dispositivos de control

7.10 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN

Durante la operación de la estación, deben seguirse las siguientes disposiciones:

- a) El accionamiento de bombas puede ser automático o manual, mediante sensores de nivel en los pozos de succión y de descarga, de tal forma que se apaguen las bombas en caso de que los bajos niveles de agua impidan el normal funcionamiento del sistema de bombeo y se enciendan cuando los niveles del pozo de succión indiquen que estén cercanos al máximo permitido
- b) Los dispositivos de medición y control deben dar indicaciones visuales y sonoras de una situación de potencial peligro
- c) Se deben disponer de elementos y sistemas adecuados para la limpieza de la estación de bombeo
- d) Debe disponerse de sistemas de encendido individual para cada unidad de bombeo

7.11 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO

Se debe definir un programa rutinario de labores de inspección, mantenimiento y reparación, estableciendo una serie de actividades diarias, mensuales y anuales, así como las acciones por tomar para la adquisición de repuestos y para la prestación del servicio en caso de posibles fallas en la estación. Todo lo anterior debe estar contenido en un manual de operación. Si las condiciones de servicio lo ameritan, éste debe ser actualizado periódicamente.

CAPITULO 8 - OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y CONTROL

8.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACION

Este capítulo establece todo lo relacionado con la operación, el mantenimiento y el control que debe hacerse en un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales, junto con sus estructuras complementarias.

8.2 COMPETENCIA

La operación, mantenimiento, reparación, control y seguimiento de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales debe ser responsabilidad de la entidad prestadora de este servicio para el caso de sistemas convencionales. Por lo tanto, ésta debe disponer de personal, infraestructura, equipos, materiales y demás insumos que le permita cumplir con su responsabilidad. Para sistemas no convencionales la operación y mantenimiento dependerá del tipo de gestión del sistema.

8.3 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

Con el fin de establecer las adecuadas condiciones de impermeabilidad de los colectores existen ensayos de infiltración, exfiltración y hermeticidad con aire en tramos de colectores y en cámaras de inspección.

8.3.1 Ensayo de infiltración

Este ensayo es apropiado cuando el nivel freático está por encima de la clave del colector, idealmente 1,0 m o más. El tramo es aislado aguas arriba y se mide el caudal infiltrado aguas abajo. El criterio de aceptación está representado por un rango de valores de infiltración que debe estar entre 10 y 20 litros por milímetro de diámetro, por kilómetro de longitud de colector y por día.

La estanqueidad también debe ser verificada en las cámaras de inspección o estructuras de conexión. Para esto, la cámara de inspección debe ser aislada de los colectores afluentes y efluente y se registra el aumento de nivel de agua dentro de éste. La infiltración máxima debe ser de 5 litros por hora por metro de diámetro de la cámara y por metro de carga de agua.

Los colectores y cámaras a ensayar deben escogerse de forma aleatoria pero verificando que puedan ser correctamente aislados y su número debe ser el mínimo para disponer de información representativa, el cual es función de la longitud total de la red de alcantarillado construida.

8.3.2 Ensayo de exfiltración

Si el nivel freático está bajo, la impermeabilidad se debe establecer aislando el tramo, llenando éste de agua hasta un nivel predeterminado y estableciendo su tasa de descenso durante un periodo razonable de tiempo. De manera similar se debe proceder para las cámaras de inspección. Los criterios de aceptación son los mismos que los de infiltración.

8.3.3 Ensayo de hermeticidad con aire

Como alternativa a los ensayos de infiltración y exfiltración deben implementarse ensayos de hermeticidad con aire a baja presión o presión negativa, cumpliendo las normas técnicas especializadas.

8.4 ASPECTOS DE MANTENIMIENTO

De forma obligatoria y ha requerimiento periódico, se deben tener programas de mantenimiento preventivo y correctivo de los colectores, estructuras de unión y demás elementos de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales.

El mantenimiento preventivo debe ser el resultado de un programa de inspección del sistema que permita detectar con anticipación puntos potencialmente críticos.

De acuerdo con el nivel de confiabilidad de servicio, independiente del tamaño del sistema, el mantenimiento debe seguir los siguientes requerimientos:

- a) Debe tenerse un programa de mantenimiento preventivo
- b) Las labores de mantenimiento deben ser preferiblemente preventivas (por lo menos una vez al año después del período de lluvias)
- c) Las labores de mantenimiento de todo equipo electromecánico deben ser preferiblemente preventivas
- d) La limpieza de redes mediante equipos especiales debe estar dentro de los planes de mantenimiento preventivo

Casos específicos propios de la localidad pueden incrementar las frecuencias de inspección, para los cuales el manual de mantenimiento debe ser estricto.

En el caso de alcantarillados no convencionales de aguas residuales, la frecuencia de las inspecciones debe incrementarse a seis meses como mínimo con disponibilidad de equipos de limpieza como roto sondas y presión.

El mantenimiento en sistemas de alcantarillado de aguas residuales debe concentrarse en los colectores y cámaras principales, y dentro de estos últimos en las cámaras previas a estructuras especiales como sifones y estructuras de alivio.

En el caso de alcantarillados pluviales es necesario limpiar los desarenadores ubicados al pie de laderas empinadas que constituyen arranques de colectores de drenaje, después de aguaceros fuertes y establecer la evacuación de lodos provenientes de conexiones erradas sanitarias.

Los canales de drenaje deben disponer de rampas de acceso para equipos como cargadores y volquetas. En estos tramos los canales deben estar revestidos. Para el mantenimiento de cauces naturales de drenaje receptores de escurrimiento pluvial urbana debe realizarse con draga.

Los emisarios finales pueden exigir dragado permanente, lo mismo que una limpieza permanente en el caso de aliviaderos, lo cual debe quedar explícito en el manual de mantenimiento.

Debe restringirse la siembra de árboles con potencial dañino para los colectores a una distancia mayor a 2 m.

8.5 MEDICIONES E INSTRUMENTACIÓN

Las mediciones de caudales en la red de colectores de aguas residuales y pluviales constituyen uno de los elementos más importantes para el seguimiento del comportamiento del sistema, el cual es necesario conocer para corregir las anomalías que se puedan

presentar, para llevar un control de vertimientos y para contribuir a una mejor estimación de los diferentes parámetros utilizados en los diseños. Estas mediciones deben hacerse no solamente en términos de cantidad sino también de calidad del agua. Para esto se deben establecer los métodos de medición más apropiados para el sistema en particular en función de la tecnología disponible y de la capacidad económica de la población.

En cuanto a mediciones de calidad de agua, éstas se deben regir por los requerimientos de la normatividad vigente sobre vertimientos y descargas para la disposición de aguas residuales.

8.6 CONTROL DE GASES

Los olores y gases de sistemas sanitarios deben ser controlados mediante adecuados diseños, suministrando ventilación y alivio de aire y por otros métodos.

Los sulfuros, compuestos orgánicos volátiles y otros problemas de olores usualmente se desarrollan en redes de colectores, especialmente en climas cálidos, donde la velocidad de flujo es baja y con tiempos de conducción largos y donde el contacto con el aire es reducido e intermitente. Lo correcto es diseñar sistemas donde la producción de gases es minimizada seleccionando adecuadamente las pendientes y diámetros, y estableciendo puntos de generación de turbulencia para la aireación del flujo. Igualmente, es necesario establecer la necesidad de ubicación de chimeneas de ventilación.

La ventilación mecánica con aireadores debe ser siempre provista cada vez que trabajadores entren para inspección y mantenimiento, quienes deben cumplir con las normas de seguridad industrial correspondientes.

8.7 CONTROL DE VERTIMIENTOS INDUSTRIALES Y COMERCIALES

La entidad prestadora del servicio de recolección y evacuación de aguas residuales debe otorgar los permisos correspondientes para las descargas de aguas industriales y deben establecer las medidas de control y seguimiento a los vertimientos correspondientes con base en la normatividad vigente.

CAPITULO 9 - REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA TUBERÍAS

9.1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

En el presente capítulo se establece todo lo relacionado con los criterios básicos y requisitos mínimos de diseño sobre los requerimientos estructurales de los diferentes tipos de tuberías rígidas y flexibles para sistemas de alcantarillado, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad, eficiencia y sostenibilidad.

El presente Capítulo incluye las siguientes actividades que forman parte de los aspectos estructurales:

- Tipos de materiales de tuberías para alcantarillado
- Efectos de cargas externas
- Diseño de tuberías para sistemas de alcantarillado

9.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Las tuberías para la construcción de sistemas de alcantarillado se fabrican de diferentes materiales de acuerdo con las especificaciones de productos reconocidos nacional e internacionalmente.

Los materiales normalmente aceptados para sistemas de alcantarillado son los que se presentan en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 - Tipos de tuberías y materiales aceptados para alcantarillado

Tipo de Tubería	Materiales aceptados
Tubería rígida	Tubería de hormigón armado Tubería de hormigón simple Tubería de fierro fundido (*) Tubería de fierro dúctil Tubería de acero
Tubería flexible	Tubería termoplástica - Polietileno (PE) - Polietileno de alta densidad - Policloruro de vinilo (PVC) - ABS simple y compuesto - Acrilonitrilo-butadieno-estireno (ABS) Tubería plástica termo-estable - Fibra de vidrio (resina termo-estable reforzada) RTR - Mortero plástico reforzado RPM

(*) Material sustituido por tuberías de fierro fundido dúctil.

La utilización de nuevos materiales y sistemas para la construcción de alcantarillados deben cumplir con las normas técnicas.

Los factores que deben considerarse en la evaluación y selección de los materiales a utilizar en la construcción de alcantarillado son el tipo de uso y calidad del agua, las condiciones de escurrimiento y abrasión, los requerimientos de instalación, las condiciones de corrosión, los requerimientos de flujo, los requerimientos de infiltración y exfiltración, las características

del producto, la efectividad de costos, las propiedades físicas, la disponibilidad del producto en el sitio y los requerimientos de manejo.

9.3 MATERIALES PARA TUBERÍAS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los materiales y las normas correspondientes, son los que se presentan en la tabla 9.2 para tuberías rígidas y en la tabla 9.3, para tuberías flexibles. La calidad debe ajustarse a los requisitos mínimos previstos en las normas técnicas.

NOTA

Aquellas tuberías fabricadas en el país o importadas que no estén respaldadas por una NB, deben garantizar su calidad mediante el Certificado de Conformidad, emitido por un laboratorio verificador (laboratorio de ensayo independiente acreditado por organismo competente).

Tabla 9.2 - Tipos de tubería rígida para alcantarillados

Material de la tubería	Norma Boliviana	Normas Técnicas Internacionales (selección a criterio del fabricante)	
Hormigón armado	NB 687	ANSI/ASTM C 76 ANSI/ASTM C 506 ANSI/ASTM C 655 ANSI/ASTM C 507 ANSI/ASTM C 361 ANSI/ASTM C 443 ANSI/ASTM C 877	
Hormigón simple	NB 686	ANSI/ASTM C 14	
Fierro fundido		ASTM A 74-72 ANSI A 21.6 (AWWA C106) ASTM C 644	
Fierro dúctil	NB 645	ANSI A 21.4 (AWWA C104) ANSI A 21.5 (AWWA C105) ANSI/AWWA C110	ASTM A 746 ISO 4633
Acero		ASTM A 475 ASTM A 760 ASTM A 762	AASHTO M-36 AASHTO M-245

Tabla 9.3 - Tipos de tubería flexible para alcantarillados

Material de la Tubería	Norma Boliviana	Normas Técnicas Internacionales (selección a criterio del fabricante)	
Termo - plástica			
Polietileno	NB 646	ASTM D 2239 ASTM D 3035 ASTM D 3261	
Polietileno de alta Densidad	NB 707 NB 708	ASTM F 1248 ASTM D 2122 ASTM D 2412 ASTM D 2444 ASTM D 3035	ASTM F 714 ASTM F 894
Policloruro de vinilo (PVC)	NB 888 NB 1069 NB 1070 (*) NB 707 NB 708	ASTM D 1784 ASTM D 2122 ASTM D 2412 ASTM D 2444 ANSI/ASTM D 2564 ANSI/ASTM D 3033 ANSI/ASTM D 3034(*) ANSI/ASTM D 3212 ANSI/ASTM F 477	ASTM F 545 ASTM F 679 ASTM F 949 ANSI/ASTM D 2680 ISO 4435
Acrylonitrilo- butadieno-estireno simple y compuesto (ABS)		ANSI/ASTM D 2680 ANSI/ASTM D 2235 ANSI/ASTM D 2751	ANSI/ASTM D 3212 ANSI/ASTM F 477 ASTM F 545
Plástica termo-estable			
Fibra de vidrio (Resina termoestable reforzada) (RTR)		ASTM D 2996 ANSI/ASTM D 2997	ASTM D 2310 ASTM D 3754 ASTM D 3262
Mortero plástico reforzado (RPM)		ANSI/ASTM D 3262	ASTM D 3754

(*) La Norma Boliviana NB 1070 y la norma internacional ASTM D 3034 establecen los requisitos y métodos de ensayo que debe cumplir la tubería de PVC y accesorios para la recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales.

NOTA

Pueden utilizarse tuberías de materiales diferentes a los incluidos en las tablas 9.2 y 9.3, siempre y cuando se demuestre analítica y experimentalmente mediante la utilización en proyectos piloto que el nuevo material para fabricación de tuberías de alcantarillado cumple con los mismos criterios de comportamiento que establece el presente Capítulo, según se trate de tuberías rígidas o flexibles.

9.4 UNIONES DE TUBERÍAS

En el diseño y construcción de todo sistema de alcantarillado sanitario, independientemente del tipo de tubería especificado, deben utilizarse uniones de tuberías confiables, impermeables a la infiltración y a la exfiltración, resistentes a las raíces, flexibles, durables y seguras.

Los tipos de uniones que pueden utilizarse y algunas normas a las que hacen referencia, se presentan en la tabla 9.4.

Tabla 9.4 - Tipos de uniones de tuberías

Tipo de Unión	Normas de referencia
Uniones con Empaque	ASTM C 443-94 ASTM C 505-95
Uniones bituminosas	
Uniones con mortero de cemento	
Uniones a base de compuestos elastoméricos sellantes	NB 888 NB 1069 NB 1070
Uniones a base de solventes cementantes	ASTM D 402
Uniones de fusión por calentamiento	
Uniones con masilla o epóxico	
Uniones con bandas sellantes	ASTM C 877 ASTM 990-96

NOTA

Todo sistema de alcantarillado y en especial las uniones, juntas, accesorios y dispositivos deben someterse a pruebas de infiltración y exfiltración.

9.5 REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES**9.5.1 Generalidades**

El diseño estructural de un alcantarillado sanitario exige que la resistencia de la tubería instalada, dividida por un factor de seguridad determinado debe igualar o exceder las cargas concentradas y uniformemente distribuidas en superficie sobre ésta, por la combinación del peso de suelo (carga muerta) y cualquier carga viva dinámica (originadas por vehículos, o estática (por acumulación de materiales), sobre el terreno.

Se requiere conocer:

- a) Las cargas máximas probables
- b) La resistencia de la tubería
- c) La capacidad del terreno
- d) El tipo de apoyo que asegure la estabilidad de la estructura
- e) Un factor de seguridad adecuado que se debe añadir a la resistencia del alcantarillado

Se presentan las consideraciones básicas para el diseño de tuberías rígidas y flexibles, para las condiciones básicas de instalación, que son, en una zanja en terreno natural y en un relleno. No se considera el caso de tuberías flexibles de rigidez intermedia. Para estos casos especiales, el proyectista debe basarse en métodos de análisis que consideren la interacción suelo estructura o en métodos aproximados haciendo consideraciones conservadoras en el diseño.

La evaluación de los efectos de las cargas externas, bien sea el peso propio del terreno o las cargas vivas, dinámica y estática, debe llevarse a cabo de acuerdo con las metodologías aceptadas, dependiendo del tipo de instalación en zanja o en relleno, y según se trate de tubería rígida o flexible. Se debe utilizar la combinación de carga que resulte más crítica en cada caso particular de análisis, utilizando el método de diseño por esfuerzos

y/o deformaciones admisibles. Se deben utilizar métodos alternativos de diseño, como el método de diseño por resistencia, siempre y cuando el proyectista lo justifique claramente y se verifiquen las condiciones de deformación y deflexión cuando estas controlen el diseño.

Para efectos del cálculo de la carga externa sobre la tubería deben diferenciarse los casos de tuberías rígidas y tuberías flexibles.

Para efectos del presente capítulo, se define como tubería flexible aquella cuya sección transversal puede deformarse o deflectarse al menos un 7,5 % del diámetro sin mostrar signos de sobreesfuerzo, agrietamiento o similares, de manera que la tubería deriva parte de su capacidad de carga de la presión pasiva del suelo, en los lados de la tubería.

9.5.2 Factores de seguridad en el diseño y comportamiento límite

Para el diseño estructural de tuberías sanitarias deben identificarse las condiciones de comportamiento límite más severas para el material en relación con el uso o servicio propuesto o la aplicación de diseño límite. El comportamiento límite puede establecerse en términos de resistencias, esfuerzos, deformaciones, desplazamientos límites, dependiendo de las características del material bajo consideración. El proyectista debe seleccionar el factor de seguridad que debe aplicarse al comportamiento límite máximo identificado para calcular los valores de diseño o valores de comportamiento en servicio o admisibles.

Los factores de seguridad seleccionados en el diseño deben relacionarse con condiciones esperadas en el sitio de construcción, el modo o tipo de falla del material de construcción y el costo potencial de una falla del sistema. El factor de seguridad no debe cubrir prácticas de construcción deficientes o una pobre inspección técnica.

Los valores de comportamiento en servicio o admisibles definidos con los factores de comportamiento límite y los factores de seguridad deben compararse con las condiciones correspondientes a las fuerzas externas actuantes.

9.5.3 Tuberías rígidas

Los límites de comportamiento de diseño para tuberías rígidas de alcantarillado, generalmente se expresan en términos de resistencia bajo carga. La resistencia bajo cargas de servicio puede determinarse mediante dos métodos alternativos: Analíticamente o mediante ensayos.

El comportamiento límite para tuberías rígidas determinado mediante ensayos se basa en el ensayo de resistencia en tres apoyos (método de las tres cuchillas), véase las normas ASTM C 497 para tuberías de hormigón y hormigón armado.

El diseño estructural de sistemas de tuberías rígidas para alcantarillados debe basarse en la resistencia del producto instalado. Las tuberías de hormigón armado fabricadas en el sitio, pueden diseñarse con base en el método de análisis de la resistencia de diseño en término de los efectos de flexión, cortante y axial producidos por las cargas actuantes.

Para tuberías rígidas prefabricadas, la resistencia de diseño debe determinarse a partir del ensayo de resistencia en tres apoyos. Para el diseño debe cumplirse la siguiente relación:

$$\text{Carga máxima actuante} \leq \frac{\text{Carga rotura 3 apoyos} \times \text{Factor de carga}}{k = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \text{ FS}}$$

Los factores de seguridad mínimos a utilizar en el diseño deben ser de 1,0 cuando se diseñe para las cargas que producen una fisuración de 0,3 mm (hormigón armado) y de 1,5 cuando se diseñe para la resistencia última del elemento (hormigón simple).

El factor de soporte para tuberías en zanjas o en rellenos, se define como la relación entre la resistencia de una tubería dada en determinadas condiciones de carga y de soporte y su resistencia medida mediante el ensayo de resistencia en tres apoyos.

a) Cargas de peso del suelo en tuberías rígidas

Las cargas en tuberías rígidas causadas por el peso propio del suelo pueden calcularse considerando el peso del prisma del suelo directamente sobre la tubería, más o menos las fuerzas cortantes de fricción que se transfieren a este prisma por los suelos adyacentes. Para el cálculo se realizan las siguientes suposiciones:

- La carga calculada es la carga que se debe desarrollar una vez hayan ocurrido los asentamientos últimos
- Se debe utilizar la teoría de Rankine para calcular las magnitudes de las presiones laterales que inducen fuerzas cortantes entre el suelo inmediatamente por encima de la tubería y el suelo adyacente
- La cohesión es despreciable excepto en condiciones de túneles

b) Condiciones de instalación en zanja para tuberías rígidas

La carga sobre tuberías rígidas en condiciones de instalación en zanja se debe calcular con la siguiente fórmula:

$$W_d = C_d \gamma_r B_d^2$$

donde:

W_d	Carga muerta del suelo sobre la tubería, en N/m
C_d	Coeficiente de carga adimensional
γ_r	Peso unitario del material de relleno, en N/m ³
B_d	Ancho de la zanja en la parte superior de la tubería, en m

El coeficiente adimensional de carga C_d , está dado según la siguiente fórmula:

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k\mu' \frac{H}{B_d}}}{2k\mu'}$$

donde:

C_d	Coeficiente de carga adimensional
e	Base de logaritmo natural, 2,71828
k	Relación de Rankine de presión lateral unitaria a presión vertical unitaria adimensional
μ'	Coefficiente de fricción entre el material de relleno y las paredes de la zanja adimensional
H	Altura del relleno por encima de la parte superior del tubo, en m
B_d	Ancho de la zanja en la parte superior de la tubería, en m

donde:

ϕ' Angulo de fricción interna entre el material del relleno y el suelo, grado sexagesimal

μ' se calcula como $\tan \phi'$.

Ante la falta de mejores datos, deben utilizarse los siguientes valores de $k\mu'$ según el tipo de suelo:

$k\mu'$ 0,1924 materiales granulares sin cohesión
 $k\mu'$ 0,1650 máximo para arenas y gravas
 $k\mu'$ 0,1500 máximo para suelos superficiales saturados
 $k\mu'$ 0,1300 máximo para arcillas ordinarias
 $k\mu'$ 0,1100 máximo para arcillas saturadas

9.5.3.1 Tuberías en zanja

El factor de soporte para tuberías en zanja depende del tipo de soporte que se proporcione a la tubería.

Se deben considerar cuatro (4) clases de estructuras de soporte, cuyas especificaciones detalladas están definidas en las normas ANSI y ASTM correspondientes.

La tabla 9.5 define el factor de soporte para las diferentes estructuras de soporte establecidas para instalaciones en zanja.

Tabla 9.5 - Factor de carga para diferentes estructuras de soporte o apoyo

Clase	Tipo de estructura de soporte o apoyo	Factor de carga (Fc)
A	• Soporte de hormigón	
	- Hormigón simple con relleno ligeramente compactado	2,2
	- Hormigón simple con relleno cuidadosamente compactado	2,8
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 0,40\%$	3,4
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 1,00\%$	4,8
	• Arco de hormigón	
B	- Hormigón simple	2,8
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 0,40\%$	3,4
	- Hormigón armado con cuantía $\rho = 1,00\%$	4,8
B	• Cama de soporte granular compactada	1,9
C	• Cama de soporte granular	1,5
D	• Cimentación plana con relleno suelto	1,1

NOTA

Es posible la utilización de factores de soporte diferentes a los anteriores, siempre y cuando el proyectista justifique claramente el valor propuesto y presente la sustentación técnica correspondiente, en forma escrita.

9.5.3.2 Tuberías en rellenos

Para el caso de tuberías rígidas colocadas en rellenos, el proyectista puede incluir la presión activa del suelo contra las paredes de las tuberías rígidas, como factor adicional de resistencia a cargas verticales. Sin embargo se debe considerar que con el tiempo, estas presiones normalmente alcanzan la condición de reposo del suelo. Para conductos con proyección negativa o positiva y para condiciones de relleno con zanja inducida, la

distribución y magnitud de las presiones laterales son diferentes entre sí y estas pueden controlar el diseño estructural de la tubería para alcantarillado.

9.5.3.3 Tuberías en rellenos o zanjas con proyección positiva

El factor de soporte para tuberías rígidas instaladas en rellenos o en zanjas anchas depende de la cama de soporte en la cual se coloca la tubería, de la magnitud de la presión lateral activa del suelo contra las paredes de la tubería y del área de la tubería sobre la cual es efectiva la presión lateral activa. Se deben considerar cuatro (4) clases de estructuras de soporte, cuyas especificaciones detalladas están definidas en las normas correspondientes.

Para tuberías rígidas en proyección positiva, el factor de soporte, L_f , se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$L_f = \frac{F_f}{N - x q}$$

donde:

- L_f Factor de soporte para tuberías rígidas adimensional
- F_f Factor de forma de la tubería adimensional
- N Parámetro función de la clase de soporte adimensional
- x Parámetro que depende del área sobre la cual actúa la presión lateral adimensional
- q Relación entre la presión lateral total y la carga vertical total sobre la tubería adimensional

El factor de forma de la tubería, F_f , se calcula de acuerdo con la tabla 9.6. El parámetro N se calcula según la tabla 9.7 y “ x ” se calcula según la tabla 9.8.

Tabla 9.6 - Valores de F_f para tubos circulares, elípticos y en arco

Forma del tubo	F_f
Circular	1,431
Elíptico	
- Elíptico horizontal y en arco	1,337
- Elíptico vertical	1,021

Tabla 9.7 - Valores de N

Clase de soporte	Valor de N		
	Forma del tubo		
	Tubo circular	Tubo elíptico horizontal	Tubo elíptico vertical
A (apoyo de hormigón armado)	0,421 a 0,505	-	-
A (apoyo de hormigón simple)	0,505 a 0,636	-	-
B	0,707	0,630	0,516
C	0,840	0,763	0,615
D	1,310	-	-

NOTA

Las clases de soporte A, B, C y D para tuberías en relleno con proyección positiva deben consultarse en las normas técnicas correspondientes.

Tabla 9.8 - Valores de x

Porción del tubo sujeto a presión lateral (m)	x			
	Lecho de la Tubería Tipo A	Lecho de la tubería diferente al Tipo A		
		Tubo circular	Tubo circular	Tubo elíptico horizontal
0,00	0,150	0,000	0,000	0,000
0,30	0,743	0,217	0,146	0,238
0,50	0,856	0,423	0,268	0,457
0,70	0,811	0,594	0,369	0,639
0,90	0,678	0,655	0,421	0,718
1,00	0,638	0,638	-	-

El valor de “q” se calcula con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{mk}{C_c} \left(\frac{H}{D_e} + \frac{m}{2} \right)$$

donde:

- q Relación entre la presión lateral total y la carga vertical total sobre la tubería adimensional
- m Fracción del diámetro de la tubería de alcantarillado sobre la cual la presión lateral es efectiva adimensional
- k Relación de Rankine de presión lateral unitaria a presión vertical unitaria adimensional
- C_c Coeficiente de carga adimensional
- H Altura del relleno por encima de la parte superior del tubo, en m
- D_e Diámetro externo de la tubería, en m

Valores de coeficiente C_c

Se utiliza un valor promedio de $k = 0,33$ cuando no se dispone de información precisa.

El coeficiente de carga, C_c , se calcula de acuerdo con la figura 9.1.

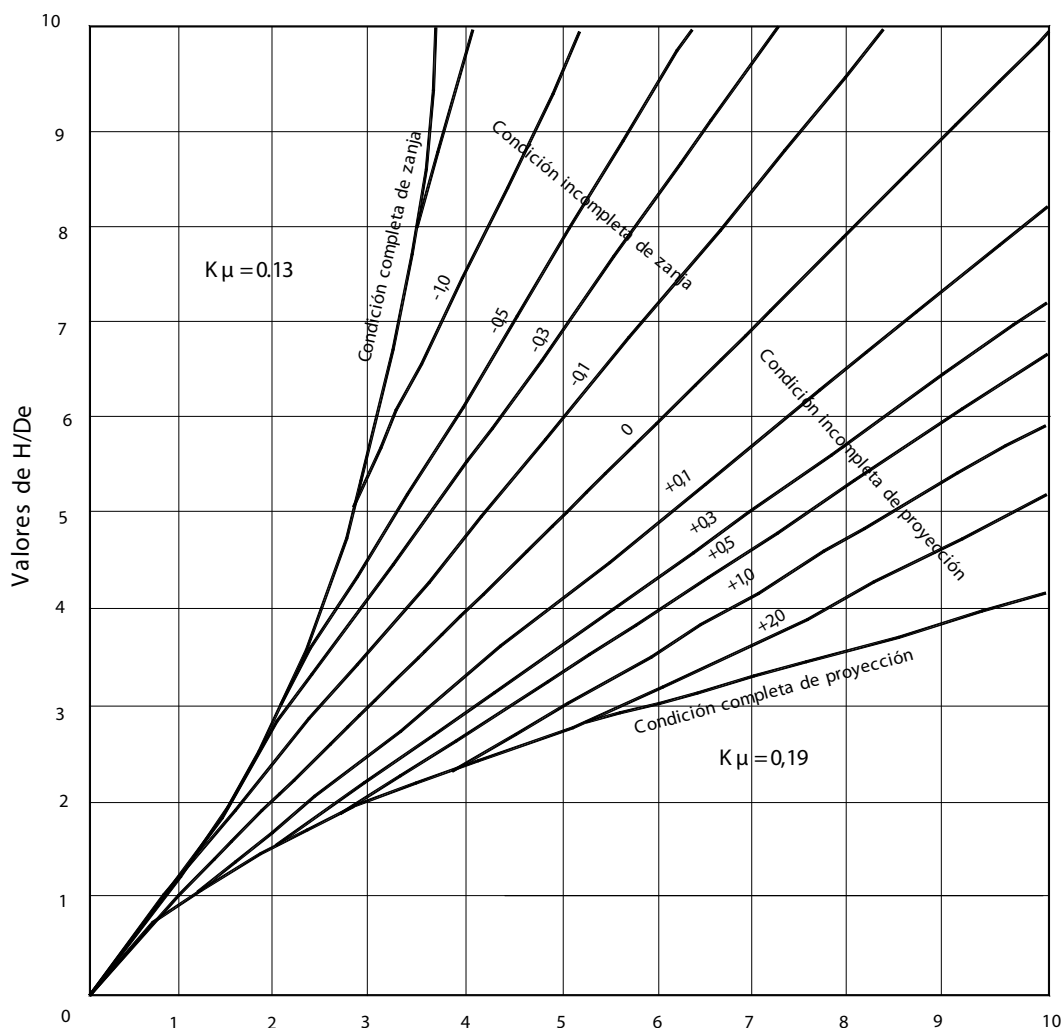


Figura 9.1 - Coeficiente de carga para tuberías rígidas en condiciones de instalación en rellenos con proyección positiva

ρ es la relación de proyección definida para la figura 9.1.

9.5.3.4 Tuberías con proyección negativa

Para tuberías rígidas en rellenos con proyección negativa, pueden utilizarse los mismos factores de soporte indicados para las clases de soporte A, B, C y D, definidos para tuberías rígidas en zanja (véase tabla 9.5).

Para los casos de tuberías rígidas en rellenos con proyección negativa en los cuales se compacte de manera adecuada el suelo perimetral y pueda garantizarse soporte lateral contra la tubería, pueden utilizarse las ecuaciones de L_f y q , según 9.5.3.3 utilizando un valor de k igual a 0,15 para estimar las presiones laterales sobre la tubería.

9.5.3.5 Tuberías en rellenos en condiciones de zanja inducida

Para los casos de tuberías rígidas en rellenos en condiciones de zanja inducida, los factores de soporte se calculan utilizando las ecuaciones de L_f y q del según 9.5.3.3.

9.5.4 Tuberías flexibles

9.5.4.1 Generalidades

Los comportamientos límites que deben considerarse para el diseño estructural de tuberías flexibles son: Deflexión excesiva, colapso, pandeo, agrietamiento o laminación. El comportamiento de la tubería debe regularse mediante la deflexión de la misma, y la deflexión que se considera admisible depende de las propiedades físicas del material utilizado y de las limitaciones impuestas por el proyecto.

El proyectista debe consultar a los fabricantes de los diferentes tipos de tubería quienes deben especificar las deflexiones admisibles, los esfuerzos críticos de colapso y de pandeo en las paredes de los tubos que fabrican, valores que dependen de los efectos de restricción de la estructura de suelo alrededor del tubo y de las propiedades de la pared del mismo y de los esfuerzos o deformaciones que producen agrietamientos, fisuración, laminación y en general cualquier efecto que cambie la apariencia y el comportamiento del material con respecto a la situación original.

Igualmente el fabricante debe proporcionar información referente a las deflexiones a largo plazo para diferentes condiciones de instalación, de manera que el proyectista verifique que la tubería a instalar no presente problemas por este factor.

a) Cargas de peso del suelo sobre tuberías flexibles

Para el cálculo de las cargas externas sobre tuberías flexibles debe clasificarse el caso de análisis en uno de los siguientes:

a) Tubo flexible enterrado en zanja angosta: $B_d < 2D_e$

$$W_d = C_d \gamma_r B_d^2 \left(\frac{D_e}{B_d} \right)$$

donde:

W_d	Carga muerta del suelo sobre la tubería, en N/m
C_d	Coefficiente de carga adimensional
γ_r	Peso unitario del material de relleno, en N/m ³
B_d	Ancho de la zanja en la parte superior de la tubería, en m
D_e	Diámetro externo de la tubería, en m

El coeficiente de carga C_d está basado en H/B_d , y en rellenos se calcula según lo establecido según 9.5.3.

b) Tubo flexible enterrado en zanja ancha: $B_d > 2D_e$

$$W_d = C_c \gamma_r D_e^2$$

donde:

C_c	Coefficiente de carga, adimensional
-------	-------------------------------------

C_c depende de las condiciones del terraplén y es función de las propiedades de los suelos. $C_c = H/D_e$ para tuberías flexibles al considerar únicamente deflexiones iniciales.

El coeficiente de carga para tuberías flexibles C_c se calcula según lo establecido según 9.5.3.3.

9.5.4.2 Diseño de tuberías de hierro dúctil

El diseño de tuberías de hierro dúctil debe basarse en esfuerzos y deflexiones límites, para aquella condición que resulte más crítica. La determinación del espesor de tubería debe realizarse de acuerdo con las normas técnicas correspondientes y con las recomendaciones del Ductile Iron Pipe Research Association.

El espesor neto calculado de acuerdo con lo especificado debe aumentarse en al menos 12 mm para consideraciones de corrosión, imperfecciones y similares. Adicionalmente debe incluirse una tolerancia por la fundida, la cual es proporcional al diámetro y debe calcularse según la tabla 9.9. También puede utilizarse para la tolerancia del espesor, las fórmulas que para este efecto dan la norma ISO 2531:1991 y la norma AWWA C150 de 1996.

Tabla 9.9 - Tolerancias para la fundición de tuberías de hierro dúctil

Diámetro (mm)	Tolerancia
100 a 200	1,3
250 a 300	1,5
350 a 1 050	1,8
1 200	2,0
1 350	2,3

9.5.4.3 Diseño de tuberías de acero

El diseño de tuberías de acero debe basarse en esfuerzos y deflexiones límites, para aquella condición que resulte más crítica. Pueden utilizarse los requisitos aplicables en normas internacionales.

9.5.4.4 Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles

Las rigideces mínimas requeridas para tuberías de plástico se presentan en la tabla 9.10.

Tabla 9.10 - Rigideces mínimas requeridas para tuberías flexibles cargadas por medio del ensayo de placas paralelas*

Material	Especificación	Diámetro nominal		Rigidez mínima requerida para una deflexión del 5 %		
		(mm)	(plg)	(N/m ²)	(lb/plg ²)	
ABS simple	ASTM D 2751	114 y 168	4 y 6	26 388	1 a 50	
	SDR 23.5	88	3	8 796	50	
	SDR 35	114 y 168	4 y 6	7 917	45	
	SDR 42	219, 273 y 323	8, 10 y 12	3 519	20	
ABS compuesta	ASTM D 2680	219 a 381	8 - 15	35 185	200	
RPM	ASTM D 3262	219 a 457 208 a 2 743	8 a 18 20 a 108	17 417 a 13 546 1 759	99 a 77 10	
PVC	ASTM D 2729 (PVC-12454)	60	2	10 380	59	
		88	3	3 343	19	
		114	4	1 935	11	
		127	5	1 583	9	
		168	6	1 407	8	
	ASTM D 2729 (PVC-13364)	60	2	13 019	74	
		88	3	4 222	24	
		114	4	2 287	13	
		127	5	2 111	12	
		168	6	1 759	10	
	ASTM D 3033	SDR 41	168 a 381	6 a 15	4 925	28
		SDR 35	114 a 381	4 a 15	8 093	46
	ASTM D 3034	SDR 41	168 a 381	6 a 15	4 925	28
		SDR 35	114 a 381	4 a 15	8 029	46

* Norma ASTM D 2412
 ** No se han listado otros materiales, para los cuales no se tienen suficientes datos disponibles

NOTA
 1 pulgada = 25,40 mm ; 1 psi = 6,89 kPa

9.5.4.5 Diseño de tuberías flexibles

La rigidez de las tuberías flexibles, las características de carga y deflexión deben determinarse mediante el ensayo de placas paralelas según la norma ASTM D 2412 y según la siguiente fórmula:

$$k_t = \frac{F}{\Delta y_p} = \frac{EI}{0,149 r^3}$$

donde:

- k_t Rigidez del tubo, en N/m
 F Fuerza sobre el tubo, en N/m
 E Módulo de elasticidad del material de la tubería, en MPa
 I Momento de inercia de la sección transversal de la pared del tubo ($t^3/12$), en m⁴/m
 r Radio medio del tubo, en m
 Δy_p Deflexión preestablecida durante el ensayo, en m

El nivel de deflexión para hallar “ k_t ”, se determina en el ensayo de placas paralelas.

Con base a la fórmula anterior, se calcula el valor de EI. Para estimar la deflexión aproximada en las condiciones de campo, se debe establecer el límite admisible en las deflexiones basado en los resultados del ensayo y en las recomendaciones y datos suministrados por los fabricantes.

El diseño estructural de tuberías flexibles de plástico se basa en que la deflexión máxima bajo carga a largo plazo no sea superior a la deflexión límite admisible de diseño, la cual a su vez se calcula de la siguiente:

$$\text{Deflexión máxima bajo carga a largo plazo} \leq \text{Deflexión límite admisible de diseño} \leq \frac{\text{Deflexión límite crítica}}{\text{FS}}$$

El factor de seguridad, FS, debe estimarse con base en las características del suelo, en el grado de compactación esperado, en resultados de ensayos de carga disponibles y en la experiencia práctica. Los valores típicos están entre 1,5 y 2,5.

9.5.4.6 Instalación de tuberías flexibles

La construcción del material de relleno alrededor de la tubería flexible debe realizarse de manera que se garantice la adecuada interacción suelo-estructura supuesta en el análisis. Además de los requisitos establecidos en las normas ASTM D 2321 y ASTM D 3839 deben cumplirse las normas correspondientes a cada tipo de material.

Anexo A (Normativo)

Trabajos topográficos

A.1 INTRODUCCIÓN

- a) Los trabajos topográficos destinados a diseño y elaboración de proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales deben satisfacer y regirse a lo indicado en el presente Anexo.
- b) Para realizar trabajos topográficos en zonas donde se implementarán proyectos de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, se debe recabar previamente, la información básica, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras como el Instituto Geográfico Militar IGM), como ser planimetrías, nivelaciones, fotos aéreas, cartas geográficas, planos reguladores, catastrales y toda información necesaria para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos.
- c) Cuando se cuente con levantamientos y restituciones aerofotogramétricas se debe utilizar ésta información, para la cual se establecerán y conformarán los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.
- d) Todo trabajo de topografía se debe iniciar con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar (IGM). Las estaciones topográficas del proyecto, deben tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación directa, arrastrados desde el BM.
- e) En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se debe iniciar el trabajo definiendo y ubicando un punto fijo y permanente (Banco de Nivel), cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un alfilerómetro o un GPS navegador). Este punto (Ec) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitios difíciles de remover o deteriorar (puentes vehiculares, la base de una estatua, plaza, edificios públicos y similares).
- f) Los estudios preliminares, estudios a diseño final requeridos en la elaboración de proyectos de diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales en todos sus componentes deben ser realizados con la precisión señalada en el numeral A.6, indicado en el presente Anexo.
- g) Para representar en un plano, la configuración física de los sitios geográficos, se debe emplear un método de levantamiento topográfico y disponer de equipos apropiados al proyecto para efectuar: Poligonación, triangulación, trilateración, nivelación directa, radiación taquimétrica o métodos combinados que sean complementarios.
- h) Toda información y levantamientos topográficos deben ser necesariamente verificados en el terreno.
- i) Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BMs auxiliares y/o estaciones de la poligonal básica en lugares fijos, o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:3:6), de forma cilíndrica a una altura total de 40 cm y diámetro de 15 cm, enterrados una profundidad mínima de 30 cm y que sobresalgan 10 cm. Deben ser anclados en el terreno a través de barras metálicas,

hincadas antes del vaciado del mortero. En caso de disponer de mojoneros prefabricados, estos serán de 25 cm de altura, debiendo enterrarse 15 cm y sobresalir 10 cm, los cuales serán embebidos en una plataforma de mortero de 25 cm x 25 cm con una mezcla de hormigón cuya dosificación sea 1:3:6.

- j) En el centro de la cara superior del mojón debe insertarse un elemento metálico (placa de bronce) para señalar el punto de la estación.
- k) Se seguirá la anterior indicación para poligonales que abarquen los componentes principales del proyecto. En poligonales secundarias las estaciones pueden ser también estacas de madera, cubiertas con pintura y convenientemente protegidas.
- l) Los mojoneros y estacas deben ser identificados y localizados con pintura al aceite de color que contraste con el medio (amarillo, verde, rojo u otros). Se deben señalar las marcas con letras legibles y seguida del número correspondiente a la estación (por ejemplo E 30), en dimensiones de 50 cm x 50 cm y en un lugar visible; la numeración no debe repetirse en el mismo proyecto.

A.2 PLANIMETRÍA

- a) Se puede definir una o más poligonales primarias cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con dos (2) puntos geodésicos como mínimo (uno de partida), con puntos de coordenadas absolutas conocidas determinadas a través de GPS topográfico. El enlace o la liga a los puntos geodésicos deben realizarse por alguno de los métodos de medición de ángulos horizontales para mejorar la precisión de los mismos.
- b) La línea poligonal principal puede ser medida por el método teodolito - cinta metálica.
- c) La línea poligonal principal puede ser medida con Estación Total, por taquimetría electrónica, requiriéndose dos (2) lecturas obligadas y una tercera opcional de comprobación.
- d) En los casos que se requiera realizar una poligonal cerrada para obtener la representación del poblado, ésta debe estar en el perímetro exterior de la zona urbanizada y anexa a las áreas de expansión, las restantes poligonales se deben ubicar de acuerdo al criterio del ingeniero proyectista; debe tomar los ángulos por doble lectura y utilizar el promedio para fines de verificación y representación gráfica. Toda poligonal debe cerrarse con la tolerancia indicada en el punto A.6 del presente Anexo.
- e) En las poligonales deben anotarse los valores resumen de ángulos y distancias, así como los valores de enlace o liga a la red y se realizarán los cálculos de coordenadas.
- f) En poligonales secundarias (abiertas), deben levantarse fajas laterales con un ancho no menor a 25 m a cada lado en zonas no urbanizadas y poblaciones dispersas; en regiones urbanizadas, el ancho de faja debe ser hasta los límites de los predios.

B.3 ALTIMETRÍA

- a) La cota de partida para las nivelaciones necesarias, se debe tomar con referencia a un BM del IGM, o lo establecido en el punto A.1, inciso e).
- b) La nivelación de la poligonal con relación al BM debe ser directa y cerrada, arrastrando la cota del BM de partida hasta el siguiente o hasta el punto de la poligonal base.

- c) La nivelación debe realizarse con nivel de ingeniero.
- d) Excepcionalmente, en trabajos cuya extensión no sea mayor a las 5 hectáreas y no requieran de precisión por la naturaleza del mismo, la nivelación podrá realizarse con teodolito por medio de nivelación trigonométrica recíproca con doble lectura. La realización de este método de nivelación debe ser aprobada por el encargado de obra.
- e) La nivelación para el enlace de la línea poligonal principal al BM y las poligonales secundarias a las principales, deben cumplir los requerimientos señalados en el punto A.6, inciso g).
- f) Deben definirse puntos o estaciones de referencia de elevación conocida, a distancias intermedias de aproximadamente 500 m, de modo que hayan dos por cada kilómetro de poligonal, usando de referencia y de ser posible, sitios de carácter permanente y localizándolos con respecto a la poligonal básica.
- g) La lectura de la mira no se hará a más de 50 m de distancia.
- h) En las áreas destinadas para la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales y estaciones de bombeo, se deben efectuar nivelaciones a lo largo y ancho del área proyectada, levantando perfiles transversales al menos cada 50 m. Se dejarán mojones de nivelación distribuidos en el perímetro del área destinada a la infraestructura a distancias no mayores a los 50 m.
- i) Se deben levantar los perfiles transversales de todas y cada una de las vías existentes o futuras en zonas urbanizadas o por urbanizar, que estén comprendidas en el área del proyecto.

A.4 TAQUIMETRÍA

- a) El método taquimétrico debe emplearse para levantar los puntos de manera tal que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de una poligonal principal o secundaria, se debe efectuar el levantamiento tomando los puntos más representativos, puntos de cambios de dirección de vías y similares, cambios de pendiente, montículos, depresiones en el terreno y detalles plano - altimétricos en general.
- b) El número generador de todos los puntos debe ser calculado previa anotación de la lectura estadimétrica. Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.
- c) En caso de emplear el método de taquimetría por radiación, se debe realizar con lecturas angulares a partir de estaciones de las poligonales. Debe anotarse simple o doble lectura, según precisión requerida, para los ángulos horizontales propios, utilizando el promedio así como también realizar las mediciones en posición directa e invertida del instrumento.
- d) Los detalles más importantes se deben levantar con cinta metálica y los ángulos horizontales y verticales con teodolito.
- e) Los puntos visados deben estar a distancias no mayores a 150 m de los instrumentos.

A.5 REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)

- a) En la libreta de campo se deben dibujar croquis explicativos lo más ajustados a la realidad.
- b) Se deben efectuar anotaciones acerca del tipo y/o calidad del terreno en cada zona debiéndose también indicar los límites de predios o parcelas, señalando si se trata de muros, cercas de alambres de púas u otros.
- c) Las anotaciones que resulten incorrectas, en el momento de realizar los levantamientos no deben ser borrados sino marcadas con una línea diagonal sobrepuesta, anotando nuevamente la correcta. En caso de que toda la página o un sector del trabajo se encuentren incorrectos, este se tachará completamente, indicándose además con la palabra NULO O ANULADO y comenzando a renglón seguido a anotar el trabajo correcto; si esto ocurre, se debe indicar con la nota correspondiente y se señalará en el índice de la misma.
- d) Deben emplearse para las anotaciones, libretas de nivelación marcadas con un número ordinal en la tapa, nombre y título del proyecto, nombre del proyectista, del topógrafo y del supervisor así como la fecha y equipo utilizado. Todas las páginas deben ser numeradas. Cada libreta debe llevar en sus primeras páginas un índice del contenido de las mismas así como la numeración completa de ésta.
- e) Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.

A.6 PRECISIÓN REQUERIDA

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- a) Error angular permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{ap} = 15'' \sqrt{N}$$

donde:

E_{ap} Error admisible, en segundos
 N Número de ángulos en el polígono

- b) Error angular permisible para cierre de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 25'' \sqrt{N}$$

donde:

E_{as} Error admisible, en segundos
 N Número de ángulos en el polígono

- c) Error longitudinal permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{lp} = 1 : 5\,000$$

donde:

E_{lp} Error longitudinal permisible

d) Error longitudinal permisible para poligonales secundarias:

$$E_{ls} = 1 : 3\,000$$

donde:

E_{ls} Error longitudinal permisible

e) Error permisible de nivelación directa de poligonales principales:

$$E_{np} = 10 \text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

E_{np} Error permisible de nivelación directa, en milímetros

L Longitud nivelada (N° de km)

f) Error permisible de nivelación directa de poligonales secundarias:

$$E_{ns} = 20 \text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

E_{ns} Error permisible de nivelación directa, en milímetros

L Longitud nivelada (N° de km)

g) Error permisible de nivelación para enlace de poligonal con BM:

$$E_{ne} = 10 \text{ mm } \sqrt{L}$$

donde:

E_{ne} Error permisible en nivelación, en milímetros

L Longitud nivelada (N° de km)

A.7 INSTRUCCIONES GENERALES

- a) El equipo a utilizar debe estar convenientemente calibrado y en buen estado de mantenimiento.
- b) El topógrafo debe hacer el levantamiento de acuerdo a las instrucciones emitidas del encargado del proyecto, siendo éste quien indicará cuales son las redes de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales, posibles líneas de interceptores y emisarios, sitios de las estaciones de bombeo y plantas de tratamiento, con sus alternativas de ubicación y lugares adecuados.
- c) Los sitios de las plantas de tratamiento y sitios de las estaciones de bombeo de aguas residuales se deben levantar detalladamente, de manera que se pueda representar gráficamente el terreno, conocer su ubicación y configuración con precisión, con poligonales cuyas tolerancias de cierre se indican en el punto A.6 según corresponda.
- d) Las posibles líneas de interceptores y emisarios deben ser levantadas por medio de poligonales abiertas que tengan las precisiones de la poligonal principal del poblado y estén enlazadas a la misma, tomando puntos intermedios que indiquen los desniveles o perfiles del terreno.

- e) De acuerdo a la apreciación o instrucciones superiores, en el lugar donde pudiese convenir ubicar una planta de tratamiento, estación de bombeo y obras de arte, se debe proceder a realizar el levantamiento de una zona de cierta amplitud que permita el dibujo de curvas de nivel con bastante precisión y la elección de la cota definitiva.
- f) El trazado de redes de alcantarillado, se debe realizar con preferencia por vías públicas, evitando expropiaciones y servidumbres de paso en propiedades privadas. En caso de no poder evitar estos pasos, se debe medir la zona afectada (señalando los vértices con estacas o mojones), rigiéndose a disposiciones legales de la alcaldía del lugar.
- g) Las variantes de vías públicas, se justificarán cuando existan pasos inaccesibles (infraestructura existente, ríos y cauces profundos), evitando cruces directos con obras demasiado costosas.
- h) En caso de cruce de cursos de agua se obtendrán secciones transversales, cada 20 m en 50 m de longitud del río, determinando el nivel de agua y registrando la fecha.
- i) Debe obtenerse detalles plani-altimétricos (perfiles transversales y/o longitudinales) de cruces de vías públicas donde existan puentes vehiculares y peatonales, canales, ductos y otras obras civiles, que puedan utilizarse para el paso de la tubería proyectada.
- j) Se deben completar los trabajos, midiendo con cinta métrica el ancho de vías, caminos, calles, avenidas y otros puntos representativos.
- k) Cuando se considere aprovechable la infraestructura existente en uno o varios componentes, se debe efectuar un relevamiento.
- l) Para redes de recolección y evacuación de aguas residuales y/o pluviales, se obtendrán datos sobre los ejes de la red de colectores, profundidad de soleras, puntos de ubicación de cámaras de inspección (con y sin caída), de cambios de dirección o pendiente, material, longitud, diámetro y estado de tuberías.

A.8 CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS

- a) Todo cálculo topográfico debe iniciarse verificando que la poligonal levantada en el campo esté dentro de los límites de errores señalados con las fórmulas ya expresadas, referidas a cierres de ángulos, distancias y altimetría. Si la poligonal es abierta, se debe hacer la revisión de los azimutes, comparando el de arrastre o conservación con el de los puntos geodésicos en una estación dada.
- b) Si con los valores anotados en la libreta no se pueden cumplir las condiciones anteriormente indicadas, debe procederse a rehacer el levantamiento en forma total o parcial según el caso.
- c) Se debe proceder al cálculo de las coordenadas de acuerdo con las prácticas topográficas.
- d) Los ángulos registrados en la libreta, deben ser comparados con los ángulos resultantes de los cálculos, determinados a partir de las coordenadas de las estaciones de la poligonal principal. La planilla de cálculos de coordenadas, debe ser presentada adjunta al proyecto, indicando el método de cálculo y nombre del responsable.
- e) En caso de realizar el trabajo topográfico con Estación Total, se deberá adjuntar la memoria y la información de respaldo en medio magnético.

A.9 DIBUJO

Después de realizar los cálculos, se debe proceder al dibujo de las poligonales por el método de las coordenadas. El plano topográfico del proyecto, se debe dibujar a la escala correspondiente, con curvas equidistantes de un metro o cada 50 centímetros dependiendo de la pendiente del terreno (plana, ondulada, irregular, etc.). El intervalo entre las curvas de nivel se debe establecer de acuerdo a las siguientes condiciones:

Tabla A.1 - Curvas de nivel

Pendiente media del terreno	Intervalo en metros
Menor de 2 %	0,50
De 2 % a 5 %	1,00
De 5 % a 10 %	2,00
De 10 % a 20 %	2,50
Mayor a 20 %	5,00

Fuente: Reglamento Nacional de Bolivia. Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión. Diciembre 2004.

Se deben indicar las cotas de intersección de calles y cambios de pendiente al centímetro: nombre o número de las calles y de corrientes superficiales, indicando el sentido de escurrimiento.

El plano topográfico del proyecto se debe dibujar a escalas 1:1 000; 1:2 000 o 1:500

Anexo B (Normativo)

Presentación de planos y Memorias de cálculo

B.1 PLANOS

Todos los planos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, estructurales, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales deben ser firmados y rotulados por profesionales debidamente facultados para realizar los diseños respectivos.

Los planos a ser elaborados en cada una de las especialidades anteriores, deben incluir toda la información básica necesaria para la construcción, tales como:

- a) Referenciación planimétrica y altimétrica por el IGM o en su defecto por sistemas de posicionamiento geodésico o satelital
- b) Parámetros de calidad para la construcción
- c) Características y propiedades mínimas de los materiales a utilizar en la construcción
- d) Especificaciones e instrucciones de instalación de maquinaria y equipo
- e) Detalles de conexiones, empalmes, juntas y demás casos que merecen explicación particular
- f) Identificación de las redes existentes de agua, alcantarillado, gas, fibra óptica, energía y teléfonos
- g) Suposiciones básicas utilizadas en el diseño y que puedan afectar el uso futuro de la construcción, como cargas supuestas en los análisis, tipo de uso supuesto en el diseño, presiones máximas y mínimas de utilización, precauciones especiales que deben tenerse en cuenta en la construcción o instalación de elementos
- h) Demás instrucciones y explicaciones que se requieran para poder realizar la construcción e instalación de maquinaria y equipo acorde con el diseño previsto

Además, los planos deben especificar algunos aspectos que faciliten la comprensión de los manuales de operación y mantenimiento.

Aquellos planos que contengan errores aritméticos, de dibujo, cotas, ejes, coordenadas, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o falta de revisión por parte del firmante de los mismos, deben ser corregidos en el original, si es posible, y esto debe quedar registrado en el mismo plano con la fecha y la firma del responsable de la corrección o modificación. Las copias tomadas de los originales defectuosos deben ser destruidas para ser reemplazadas por unas nuevas tomadas a partir de los planos originales corregidos. Los planos deben elaborarse en medios magnéticos para facilitar su corrección, actualización y edición inmediata, permitiendo adicionalmente establecer distintas escalas de impresión de acuerdo a los procedimientos constructivos.

NOTA

Véanse también los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

B.2 MEMORIAS

Los planos arquitectónicos, hidráulicos, sanitarios, estructurales, eléctricos, mecánicos, de instalaciones especiales y demás que sean necesarios para la ejecución de la obra, deben ir acompañados por las memorias detalladas de diseño y cálculo que describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron dichos diseños.

Las memorias deben incluir entre otros:

- Las suposiciones utilizadas en los diseños
- Las metodologías empleadas
- La verificación del cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por la presente norma
- Referencia a normas técnicas nacionales o internacionales para los materiales, equipos y procedimientos específicos
- Los esquemas con base en los cuales se realizan los planos de construcción
- Especificaciones detalladas e instrucciones de instalación de maquinaria y equipo
- Las memorias descriptivas deben especificar en impresos para tal fin, los procedimientos detallados para puesta en marcha, operación y mantenimiento de cada uno de los sistemas
- Referencia a códigos nacionales
- En el caso que se utilice procesamiento automático de información, debe entregarse una descripción detallada de los principios en que se basa el procesamiento automático, así como una descripción de los datos de entrada y salida en el proceso
- Manuales de puesta en marcha, operación y mantenimiento
- Presupuesto detallado, soportado por un análisis de precios unitarios con la fecha precisa de su elaboración

Al igual que los planos, las memorias descriptivas deben indicar claramente el tamaño de la población del sistema utilizado en los diseños, en los procedimientos detallados y demás actividades del proyecto.

Las memorias que contengan errores aritméticos, cotas, ejes, coordenadas, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o falta de revisión por parte del proyectista, deben corregirse en el original, si es posible y las copias procedentes del documento defectuoso deben ser destruidas.

NOTA

Véanse también los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

B.3 FORMATO DE PRESENTACIÓN DE CARPETAS

El formato de presentación de carpetas debe seguir lo establecido en los Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Primera Revisión. Diciembre 2004.

IBNORCA: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad

IBNORCA creado por Decreto Supremo N° 23489 de fecha 1993-04-29 y ratificado como parte componente del Sistema Boliviano de la Calidad (SNMAC) por Decreto Supremo N°24498 de fecha 1997-02-17, es la Organización Nacional de Normalización responsable del estudio y la elaboración de Normas Bolivianas.

Representa a Bolivia ante los organismos Subregionales, Regionales e Internacionales de Normalización, siendo actualmente miembro activo del Comité Andino de Normalización CAN, de la Asociación MERCOSUR de Normalización AMN, miembro pleno de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas COPANT, miembro de la International Electrotechnical Commission IEC y miembro correspondiente de la International Organization for Standardization ISO.

Revisión

Esta norma está sujeta a ser revisada permanentemente con el objeto de que responda en todo momento a las necesidades y exigencias actuales.

Características de aplicación de Normas Bolivianas

Como las normas técnicas se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientadas a aplicar criterios de calidad, su utilización es un compromiso concienzudo y de responsabilidad del sector productivo y de exigencia del sector consumidor.

Información sobre Normas Técnicas

IBNORCA, cuenta con un Centro de Información y Documentación que pone a disposición de los interesados Normas Internacionales, Regionales, Nacionales y de otros países.

Derecho de Propiedad

IBNORCA tiene derecho de propiedad de todas sus publicaciones, en consecuencia la reproducción total o parcial de las Normas Bolivianas está completamente prohibida.

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño para sistemas de alcantarillado sanitario

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO	19
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	19
2 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES	19
3 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO	19
3.1 Justificación del proyecto y definición del alcance	19
3.2 Conocimiento del marco institucional.....	19
3.3 Aspectos legales	20
3.4 Aspectos ambientales	20
3.5 Ubicación dentro los planes maestros previstos de desarrollo urbano	20
3.6 Estudios de factibilidad y estudios básicos	20
3.7 Diseño y requerimientos técnicos	20
3.8 Construcción	21
3.9 Puesta en marcha, operación y mantenimiento	21
4 ESTUDIOS BÁSICOS.....	21
5 PROYECTO A NIVEL PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL.....	21
6 PARÁMETROS DE DISEÑO	22
6.1 Período de diseño	22
6.2 Población del proyecto	22
6.3 Dotación media diaria.....	22
6.4 Coeficiente de retorno	22
6.5 Contribuciones de aguas residuales	23
6.6 Coeficientes de punta.....	23
6.7 Caudal máximo horario	23
6.8 Caudal de diseño	23
7 CRITERIOS DE DISEÑO	23
7.1 Ecuaciones para el diseño	23
7.2 Coeficiente “n” de rugosidad	23
7.3 Diámetro mínimo	24
7.4 Criterio de la tensión tractiva.....	24
7.5 Pendiente mínima	24
7.6 Pendiente máxima admisible	24
7.7 Tirante máximo de agua.....	24
7.8 Velocidad crítica	25
7.9 Control de remanso.....	25
8 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO	25
9 DISEÑO GEOMÉTRICO	25

10	ACTIVIDADES PREVIAS AL CÁLCULO HIDRÁULICO	26
11	CÁLCULO HIDRÁULICO	28
	ANEXO - REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL	31
	ANEXO - REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL	33
A	INTERVENCIÓN SOCIAL.....	33
1	INTRODUCCIÓN	33
2	ASPECTOS RELEVANTES DE LA INTERVENCIÓN	33
2.1	Metodología constructivista	33
2.2	Demanda informada.....	33
2.3	El abordaje interdisciplinario	34
2.4	Carga de trabajo y organización	34
3	FASE I - CONTRATACIÓN DEL DISEÑO BÁSICO DEL SISTEMA.....	34
3.1	Alcance de los servicios del área social.....	34
3.1.1	Encuesta socioeconómica y caracterización social del área	34
3.1.2	Levantamiento de las áreas edificadas y de instalaciones existentes	35
3.1.3	Divulgación del proyecto y definición de trazados con participación vecinal ...	35
3.1.4	Propuesta de intervención social para la fase de construcción, mantenimiento y educación sanitaria y ambiental.....	35
3.2	Presupuesto y cronograma de la estrategia de intervención social	36
4	FASE II - CONTRATACIÓN DE OBRAS Y TRABAJOS SOCIALES.....	36
5	FASE III - TRABAJOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	36
B	REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL.....	37
1	INTRODUCCIÓN	37
2	RED PÚBLICA.....	37
3	RAMAL CONDOMINIAL.....	39
3.1	Opciones técnicas de ubicación del ramal condominial.....	41
3.1.1	Ramal interior - fondo de los lotes.....	41
3.1.2	Ramal interior - jardín de los lotes.....	41
3.1.3	Ramal externo - de acera.....	41
3.1.4	Ramal mixto	42
4	ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS SINGULARES PARA RAMAL	42
4.1	Caja de Inspección Condominial de Mampostería (Cjl-CM)	42
4.2	Caja de Inspección Condominial Prefabricada de Hormigón (Cjl-CP).....	43
4.3	Tubería de Inspección y Limpieza Condominial (TiL-C).....	44
4.4	Accesorios de conexión directa de PVC tipo “T” o tipo “Y”	46

5	ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS SINGULARES PARA RED PÚBLICA.....	46
6	CONEXIONES AL RAMAL CONDOMINIAL	47
6.1	Conexión dentro del lote	47
6.2	Conexión fuera del lote	48
7	CÁLCULO HIDRÁULICO	49

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, especialmente en su Capítulo 2.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar los parámetros y criterios de diseño, el trazado de redes y cálculo hidráulico.

2 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

La selección de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales debe analizarse, conforme a lo establecido en el numeral 1.3 del Capítulo 1 de la norma NB 688.

3 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL DISEÑO

El procedimiento para el diseño de los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben incluir los siguientes pasos:

- Justificación del proyecto y definición del alcance
- Conocimiento del marco institucional
- Aspectos legales
- Aspectos ambientales
- Ubicación dentro los planes maestros previstos de desarrollo urbano
- Estudios de factibilidad y estudios básicos
- Diseño y requerimientos técnicos
- Construcción
- Puesta en marcha, operación y mantenimiento

3.1 Justificación del proyecto y definición del alcance

Se deben describir las razones que motivan el proyecto, en relación al problema de salud pública, del medio ambiente o de bienestar social y las deficiencias que se pretende resolver con la ejecución del mismo.

3.2 Conocimiento del marco institucional

El proyectista del sistema debe conocer las diferentes entidades relacionadas con la prestación del servicio público de suministro de agua potable y recolección de aguas residuales y pluviales, estableciendo responsabilidades y las funciones de cada una. Las entidades y aspectos que deben identificarse son:

- a) Institución solicitante, gestora o impulsora
- b) Institución, profesional o técnico responsable de la elaboración del proyecto
- c) Institución financiera
- d) La EPSA actual o potencial a cargo de los servicios de alcantarillado sanitario (empresa pública municipal, sociedad anónima mixta, privada, cooperativa de servicios públicos, asociación civil, pueblos indígenas y originarios, comités de agua, etc.).

- e) Entidades de planeación (Ministerio del Agua, Ministerio de Planificación del Desarrollo).
- f) Entidad de regulación (SISAB).
- g) Acciones proyectadas de la comunidad en el sistema.

3.3 Aspectos legales

El proyectista debe conocer las leyes, decretos, reglamentos y normas técnicas relacionadas con la concepción, diseño, operación, construcción, mantenimiento, supervisión técnica y operación de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales y cada uno de sus componentes en particular.

Además, deben tomarse en cuenta las medidas legales necesarias para garantizar el adecuado desarrollo del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o alguno de sus componentes.

3.4 Aspectos ambientales

Debe presentarse el plan de manejo ambiental generado por el proyecto, en el cual se incluyan una descripción de las obras y acciones de mitigación de los efectos en el medio ambiente propios del proyecto, siguiendo todo lo establecido en la Ley 1333 del Medio Ambiente.

Para la ejecución de obras inherentes a la prestación de los servicios de saneamiento y sus actividades complementarias, se debe obtener el certificado de descargo (Categorías I y II) o mediante un certificado de dispensación (Categorías III y IV).

3.5 Ubicación dentro los planes maestros previstos de desarrollo urbano

El proyectista debe conocer los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial planteados en un sistema que tendría dentro de la dinámica del desarrollo urbano, en el marco de las leyes vigentes.

El diseño de un sistema debe contemplar la dinámica de desarrollo urbano prevista en el corto, mediano y largo plazo de las áreas habitadas y las proyectadas en los próximos años, teniendo en cuenta la utilización del suelo, los aspectos socioeconómicos, el plan vial y las zonas de conservación y protección de recursos naturales y ambientales entre otros.

3.6 Estudios de factibilidad y estudios básicos

Todo proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales debe llevar a cabo los estudios de factibilidad y los estudios básicos mencionados en los numerales **1.4** y **1.5** de la norma NB 688.

NOTA

Los estudios correspondientes se deben realizar conforme a lo establecido en el Reglamento Nacional de Bolivia "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión".

3.7 Diseño y requerimientos técnicos

El diseño de cualquier componente de un sistema de evacuación y disposición de aguas residuales debe cumplir con los requisitos establecidos en el Reglamento Nacional de Bolivia "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas. Primera Revisión".

El diseño de cualquier sistema de recolección y evacuación de aguas residuales debe someterse a una evaluación técnica, socioeconómica y financiera y estar sujeto a un plan de construcción, operación, mantenimiento.

NOTA

Véase también los Capítulos 1 y 2 de la norma NB 688

3.8 Construcción

Los procesos de construcción se deben ajustar a los requisitos mínimos referidos a:

- a) Organización de la obra
- b) Limpieza de la obra
- c) Accesos a campamentos, estaciones de bombeo, plantas de tratamiento
- d) Localidades
- e) Centro de acopio, campamento y oficinas
- f) Instalaciones y conexiones
- g) Transporte y almacenamiento de tuberías y materiales
- h) Pruebas hidráulicas
- i) Señalización y seguridad durante la construcción, etc.

3.9 Puesta en marcha, operación y mantenimiento

Los procedimientos y medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales deben seguir los requerimientos establecidos en el Capítulo 8 de la norma NB 688.

NOTA

Véase también el Reglamento Nacional de Bolivia "Reglamentos de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento. Viceministerio de Servicios Básicos. Ministerio de Servicios Básicos y Obras Públicas", para poblaciones mayores a 2 000 habitantes y poblaciones menores o iguales a 2 000 habitantes, en lo que se refiere a los Capítulos 5 del Diseño Final.

4 ESTUDIOS BÁSICOS

Para la elaboración de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales es aconsejable disponer de estudios básicos, que permitan caracterizar la región (altiplano, valles y trópico) desde el punto de vista técnico y socioeconómico, conocer los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Esto debe contribuir a seleccionar la alternativa más adecuada y factible, técnica, económica, financiera y de menor impacto ambiental. En el caso de proyectos de ampliación y/o rehabilitación el alcance y necesidad de estudios básicos son más limitados y puntuales.

Los estudios básicos se deben elaborar conforme a lo establecido en las recomendaciones del numeral 1.4 del Capítulo 1 de la norma NB 688.

5 PROYECTO A NIVEL PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL

Los estudios a nivel de perfil, prefactibilidad, factibilidad y diseño final deben realizarse conforme a lo establecido en el numeral 1.5 del Capítulo 1 de la norma NB 688.

6 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño deben ser establecidos para la demanda real del servicio por el impacto que representan en los costos de inversión, operación y mantenimiento.

Los parámetros de diseño se deben definir conforme a lo establecido en las recomendaciones del numeral **2.3** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

6.1 Período de diseño

El período de diseño debe ser definido en función al tamaño de la población y a los componentes del sistema a ser construidos, conforme a lo establecido en el numeral **2.3.1** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

6.2 Población del proyecto

Para el diseño, el proyectista debe realizar el estudio demográfico con base en datos censales e información local y regional. Se debe determinar la población para el inicio y final de proyecto y las densidades poblacionales de acuerdo a zonas de ocupación homogénea, siguiendo las categorías residencial (unifamiliar o multifamiliar), comercial, industrial y pública, conforme a lo establecido el numeral **2.3.2** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

Para obtener una aproximación confiable entre el parámetro a ser utilizado en el diseño y la demanda futura, la población de proyecto debe estar basada en por lo menos, los siguientes estudios.

- a) El primer estudio debe hacer énfasis en la población futura resultante de la ocupación total del área, de acuerdo al plan maestro de desarrollo urbano o plan regulador de uso de suelo establecido por el Municipio.
- b) El segundo estudio se debe relacionar con el crecimiento de la población en función del tiempo, a partir de la población verificada al inicio mediante datos censales en el área de proyecto y tasas de crecimiento anual, sin considerar las limitaciones del plan regulador.

Además, se debe tomar en cuenta el número de habitantes por vivienda y la densidad de ocupación; generalmente tienen una relación directa con el nivel de ingresos de la comunidad considerada. En zonas de altos ingresos, el promedio de personas por vivienda puede ser tan bajo como 3,5. En zonas de bajos ingresos puede ser tan alto como 10. Este valor se verifica cuando más de una familia vive en una vivienda o lote.

6.3 Dotación media diaria

Para cuantificar el aporte de aguas residuales, se tomarán en cuenta los valores de dotación de agua potable en función del clima, habitantes considerados como población de proyecto, características económicas, culturales y datos de consumo medido por zonas y categorías, conforme a lo establecido en las recomendaciones del numeral **2.3.3** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

6.4 Coeficiente de retorno

Estudios estadísticos han estimado el porcentaje de agua abastecida que llega a la red de alcantarillado. Este coeficiente oscila entre el 60 % y 80 % de la dotación de agua potable, conforme a lo establecido en el numeral **2.3.4** del Capítulo **2** de la norma NB 688. El

proyectista debe en casos específicos ajustarse a datos reales y hábitos de uso del agua, siempre y cuando se realicen estudios de respaldo.

6.5 Contribuciones de aguas residuales

La determinación del volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e instituciones públicas, debe ser realizada conforme a lo establecido en el numeral **2.3.5** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

Esta determinación del volumen de aguas residuales debe considerar las siguientes contribuciones:

- a) Domésticas
- b) Industriales
- c) Comerciales
- d) Instituciones públicas
- e) Infiltración lineal
- f) Conexiones erradas

6.6 Coeficientes de punta

La relación entre el caudal medio diario y el caudal máximo horario se denomina “coeficiente de punta”, debe ser determinado conforme a lo establecido en el numeral **2.3.6** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

6.7 Caudal máximo horario

Para las condiciones, inicial y final, de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales, se debe establecer el caudal máximo horario a partir del caudal medio diario, mediante el uso de los coeficientes de punta, conforme a lo establecido en el numeral **2.3.7** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

6.8 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se determina sumando el caudal máximo horario del día máximo, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas, y conforme a lo establecido en el numeral **2.3.8** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

7 CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño se definen conforme a lo establecido en las recomendaciones del numeral **2.4** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

7.1 Ecuaciones para el diseño

En el numeral **2.4.1** del Capítulo **2** de la norma NB 688, se establecen las ecuaciones a ser utilizadas en el diseño.

7.2 Coeficiente “n” de rugosidad

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.2** del Capítulo **2** de la norma NB 688, el coeficiente de rugosidad “n” de la fórmula de Manning es de 0,013 en alcantarillas sanitarias, para cualquier tipo de material de tubería.

7.3 Diámetro mínimo

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.3** del Capítulo **2** de la norma NB 688, el diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario es de 100 mm (4 plg).

7.4 Criterio de la tensión tractiva

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.4** del Capítulo **2** de la norma NB 688, la pendiente del colector debe ser calculada con el criterio de la tensión tractiva.

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.4.1** del Capítulo **2** de la norma NB 688, la tensión tractiva mínima para los sistemas de alcantarillado sanitario es de 1.0 Pa. En los tramos iniciales la verificación no debe ser inferior a 0,6 Pa.

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.4.1** del Capítulo **2** de la norma NB 688, para cumplir con la condición de autolimpieza, los colectores de alcantarillado deben ser diseñados con una fuerza tractiva mínima suficiente para transportar entre el 90 % al 95 % del material granular que se estima ingresa al sistema de alcantarillado. Cuando por el requerimiento del transporte de arena sea necesario diseñar tuberías con pendientes mayores, se recomienda determinar la tensión tractiva mínima en forma empírica mediante análisis granulométrico del material y luego aplicar la fórmula de Shields.

7.5 Pendiente mínima

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.5** del Capítulo **2** de la norma NB 688, el proyecto de colectores de alcantarillado sanitario, debe tomar en cuenta las condiciones de flujo críticas que pueden presentarse debido a los bajos caudales de aporte durante los primeros años después de su construcción. Se debe garantizar que las pendientes no sean demasiado bajas como para producir sedimentación, ocasionando elevados costos de mantenimiento, antes de alcanzar los caudales de proyecto.

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.5.1** del Capítulo **2** de la norma NB 688, la pendiente mínima admisible debe ser definida según la relación del caudal de aporte medio diario en la etapa inicial y la capacidad de la tubería para atender el caudal de diseño futuro (Q_p/Q_d). Las pendientes mínimas admisibles para diferentes diámetros y los valores de velocidad y caudal a sección llena, se presentan en las tablas **2.9** y **2.10** de la norma NB 688.

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.5.2.**, del Capítulo **2** de la norma NB 688, la pendiente mínima se puede utilizar de los valores presentados en la tabla **2.11** para diferentes relaciones de caudal en el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario.

7.6 Pendiente máxima admisible

La pendiente máxima admisible debe ser definida conforme a lo establecido al numeral **2.4.6** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

7.7 Tirante máximo de agua

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.7** del Capítulo **2** de la norma NB 688, el tirante máximo o lámina de agua máxima para el valor del caudal máximo futuro es igual o inferior al 75 % del diámetro interno del colector, para permitir la ventilación de forma que se minimice o elimine la generación y acumulación de sulfuro de hidrógeno.

7.8 Velocidad crítica

La velocidad crítica debe ser definida conforme a lo establecido al numeral **2.4.8** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

7.9 Control de remanso

El control de remanso debe ser definido conforme a lo establecido al numeral **2.4.9** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

En los proyectos de los colectores sanitarios, donde hay un aumento de diámetro de la tubería, es decir, el diámetro del colector aguas abajo es mayor que el de aguas arriba, para evitar el remanso, en la práctica se puede hacer coincidir la generatriz superior de los tubos. Esto siempre ocurre cuando se trabaja con profundidades mínimas.

Para evitar la formación de remansos, el fondo de la cámara de inspección deberá tener una pendiente similar a la pendiente mayor de los conductos que llegan a ella.

8 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA EL DISEÑO

Las disposiciones constructivas se definen conforme a lo establecido en las recomendaciones del numeral **2.5** del Capítulo **2** de la norma NB 688.

Estas disposiciones constructivas toman en cuenta lo siguiente:

- a) Profundidad mínima de instalación
- b) Profundidad máxima
- c) Ubicación de los colectores
- d) Ubicación de cámaras de inspección
- e) Distancia entre elementos de inspección
- f) Dimensiones del ancho de zanja
- g) Anchos de zanja para dos (2) o más colectores
- h) Dimensiones de las cámaras de inspección
- i) Canaletas media caña
- j) Cámaras con caída
- k) Etapas de construcción
- l) Materiales

9 DISEÑO GEOMÉTRICO

Se debe proyectar la ruta que pueden tener los conectores del sistema. Para tal efecto son determinantes los aspectos topográficos y económicos eligiendo los recorridos más cortos entre los puntos altos del sistema y su conexión a la descarga, captando a su paso el aporte de las sub-cuencas adyacentes.

El proyectista debe efectuar los ejercicios de las rutas más convenientes para obtener un sistema eficiente, seguro y económico.

En la figura **1**, se muestran diferentes alternativas de trazado geométrico dependiendo de la topografía.

Para el caso del sistema de alcantarillado sanitario condominial, el trazado geométrico de las redes y detalles sobre la intervención técnico-social se presenta en el Anexo del presente Reglamento.

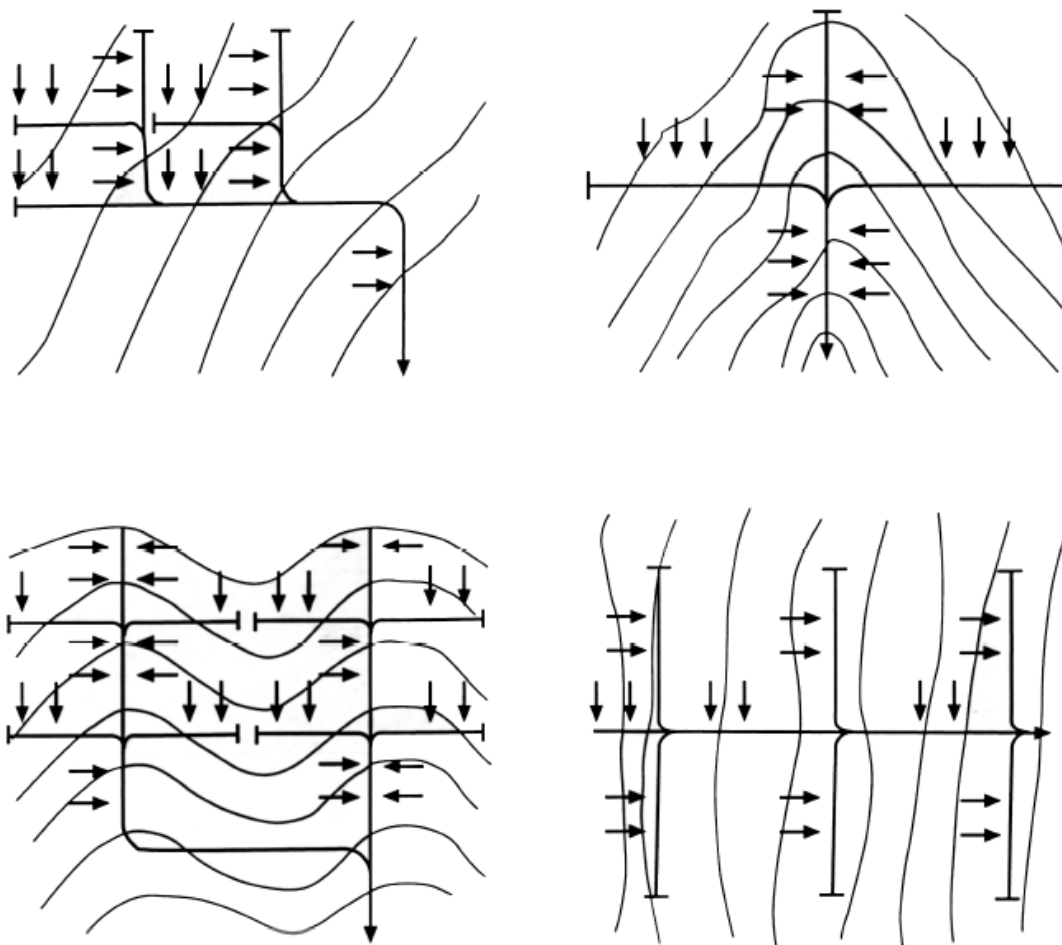


Figura 1 - Alternativas de trazado de red de alcantarillado sanitario

10 ACTIVIDADES PREVIAS AL CALCULO HIDRÁULICO

Como parte de proceso de diseño de una red de alcantarillado sanitario y previo al cálculo hidráulico de la red se deben analizar algunas actividades que servirán de apoyo de dicho cálculo. A continuación se describen brevemente:

a) Pendiente mínima

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.5** de la norma NB 688, previo al cálculo hidráulico, debe ser predeterminada la pendiente mínima para cada diámetro y de acuerdo a la relación de caudales de la etapa inicial y la capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro ($Q_p / Q_{II} = 0,10$ a $0,15$)

b) Trazado de ejes

Los ejes se deben trazar por el centro de las calles, cuidando que intercepten en un mismo punto. Cuando la calle sea muy ancha (mayor a 15 m), se colocará doble eje.

c) Medición de longitudes

Las distancias deben medirse entre crucero y crucero (intersección de calles) y cambios de dirección.

d) Colocación de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección deben ser colocadas de acuerdo a lo establecido en el numeral 8 del presente Reglamento.

e) Áreas tributarias

Los caudales para el diseño de cada tramo pueden ser obtenidos en función de su área tributaria. Para la delimitación de áreas se debe tomar en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que el trazado configura (véase figura 2). La unidad de medida es la hectárea (ha).

El caudal de diseño debe ser el que resulta de multiplicar el caudal unitario (L/s/ha) por su área correspondiente. Un tramo puede recibir caudales adicionales de aporte no doméstico (Industria, comercio y público) como descarga concentrada.

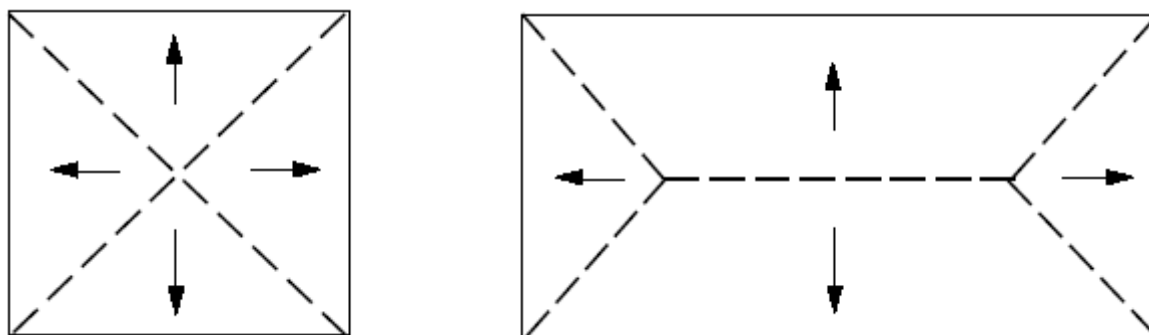


Figura 2 - Delimitación de áreas tributarias a cada tramo

f) Numeración de cámaras de inspección

Las cámaras de inspección deben numerarse a partir de aguas arriba hacia aguas abajo. En el ejemplo de la figura 3, la numeración de las cámaras se inicia con el colector principal o interceptor en el sentido de flujo desde el punto de cota más elevada (1) hasta la cota más baja (8), además cada tramo recibe su correspondiente numeración (T1 a T7). Posteriormente se numeran las cámaras y tramos que interceptan al colector principal durante su recorrido.

g) Determinación de las cotas de terreno

Dependiendo de la topografía de la población y de acuerdo con las curvas de nivel, se deben determinar cada una de las cotas de terreno correspondientes a cada una de las cámaras de inspección.

h) Transición en cámaras de inspección

Las variaciones de flujo en los alcantarillados por efecto de cambios de sección y pendiente, generan pérdidas de carga que deben ser absorbidas. Estas pérdidas de carga producen una caída en la superficie del agua y se compensan con una caída en el fondo de la plantilla del alcantarillado.

11 CÁLCULO HIDRÁULICO

El proyectista debe desarrollar el cálculo del funcionamiento hidráulico del sistema a partir de los datos básicos del proyecto indicados anteriormente. Para esto se debe hacer uso de la planilla de cálculo que se presenta en el cuadro 1.

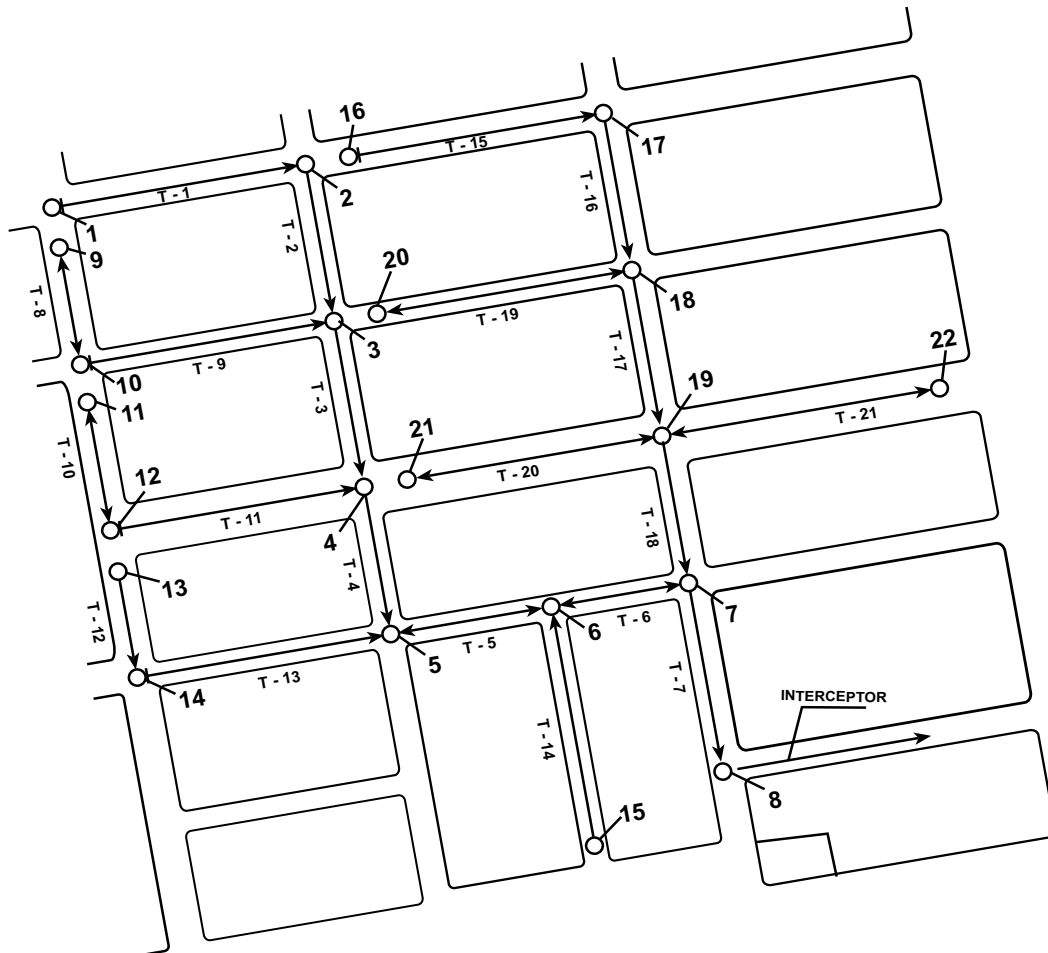


Figura 3 - Numeración de cámaras y tramos

CUADRO 1 CALCULO HIDRAULICO PARA UN PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO																											
Cámara		CAUDALES													DISEÑO							CONDICIONES REALES DE FLUJO					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26		
De	A	Identificación del área propia	Area tributaria		Máxima agua residual doméstica		Conexiones erradas		Infiltración		Caudal máximo Q _{máx}	Cotas				Pendiente del conducto	Diámetro	Sección llena		Relación de caudal de caudal	Velocidad real	Relación de Tirante	Tensión Tractiva				
			Propia	Acumulada	Caudal Unitario	Propio	Acumulado	Propio	Acumulado	Propio		Acumulado	Propio	Acumulado	Terreno			Solera	Capacidad					Velocidad	Q _{II}	V _{II}	Q _{p/QII}
Nº	Nº	Tramo	ha	ha	L/s*ha	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	msnm	msnm	msnm	msnm	msnm	L	S (por mil)	D	m	L/s	m/s	Q _{II}	V _{II}	m/s	Pa

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Anexo

Reglamento técnico de diseño para sistemas de alcantarillado sanitario condominial

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ANEXO - REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL

A INTERVENCIÓN SOCIAL

1 INTRODUCCIÓN

El presente Reglamento esta destinado a los ingenieros y profesionales del área social, involucrados en el diseño e implementación de sistemas condominiales de alcantarillado sanitario y presenta los principales aspectos relacionados al proceso desde el punto de vista de la intervención técnico-social.

El sistema condominial requiere de la participación de la comunidad en la definición de la ubicación de las redes de recolección de aguas residuales, modificando algunas actividades normalmente llevadas a cabo con el sistema convencional.

El inicio efectivo del proyecto se debe realizar después de efectuar todos los estudios necesarios para la definición de la mejor alternativa técnico/económica para el sistema como un todo, involucrando principalmente los estudios topográficos, geotécnicos, definición de cuencas de recolección, número y ubicación de las plantas de bombeo y tratamiento y el nivel necesario para el tratamiento.

Detalles sobre el contenido de los estudios básicos son presentados en el numeral 4 del Reglamento Técnico de Diseño para Sistemas de Alcantarillado Sanitario. El presente documento trata solamente las etapas de implementación del sistema ya seleccionado por el estudio de viabilidad técnico/económica, empezando por la contratación del diseño básico, en caso de no estar disponible.

Las actividades tanto del área técnica como social deben ser realizadas de manera coordinada y en muchos casos de forma paralela. Es importante considerar que la educación sanitaria y ambiental se aplica en forma transversal es decir durante todo el proceso de intervención.

2 ASPECTOS RELEVANTES DE LA INTERVENCIÓN

Para llevar adelante la intervención técnico-social en la implementación del sistema condominial es importante considerar los siguientes aspectos:

2.1 Metodología constructivista

La metodología asumida para la implementación del sistema condominial de alcantarillado se debe enmarcar en el enfoque pedagógico constructivista que incentiva la participación de los vecinos para la solución de los problemas de alcantarillado. A partir de este enfoque se debe construir un nuevo conocimiento por parte de los usuarios sobre los aspectos de saneamiento, permitiendo la búsqueda de soluciones más económicas, la utilización de tecnologías apropiadas, la elección más apropiada de la opción técnica, la modalidad de participación de los usuarios en la construcción, operación y el mantenimiento de los sistemas, con pleno conocimiento de sus derechos y responsabilidades que esto conlleva.

2.2 Demanda informada

El enfoque basado en la demanda informada, debe permitir que los usuarios desde el inicio del proyecto tengan conocimiento de todos los aspectos referidos al sistema condominial.

Para transferir estos conocimientos se debe utilizar técnicas participativas que permitan informar a los usuarios de manera clara, sencilla y veraz sobre el sistema condominial.

2.3 El abordaje interdisciplinario

Es importante contar con un equipo de profesionales de distinta formación académica (ingenieros, topógrafos, constructores civiles, trabajadores sociales, sociólogos, educadores, etc.), quienes deben aportar con sus conocimientos y experiencias para la implementación del sistema condominial; estos profesionales además deben tener predisposición para realizar el trabajo en equipos conformados por diferentes disciplinas.

2.4 Carga de trabajo y organización

La asignación de la carga de trabajo a cada uno de los equipos de campo, se debe realizar en base a los datos logrados en la encuesta de caracterización socio-económica de la zona, que permiten conocer el número de lotes existentes en cada manzano de casas, los lotes ocupados, desocupados y vacíos, así como el número de familias y personas que habitan en cada manzano y en cada zona. En base a esta información se debe asignar a cada equipo un número determinado de manzanos de casas y familias.

3 FASE I - CONTRATACIÓN DEL DISEÑO BÁSICO DEL SISTEMA

Para llevar adelante la contratación de los servicios para el diseño básico del sistema de alcantarillado sanitario condominial, se deben elaborar términos de referencia, con el detalle de las actividades a desarrollar tanto del área social y de ingeniería.

Los productos esperados de la etapa de diseño básico del sistema son:

a) Área técnica

- Diseño básico de la red pública
- Diseño de ramales condominiales
- Definición de trazados con participación vecinal
- Presupuesto de obras y especificaciones técnicas constructivas

El alcance de los servicios del Área Técnica se presenta en la sección B: Redes de Alcantarillado Sanitario Condominial del presente Reglamento.

b) Área social

Propuesta de estrategia de intervención social.

3.1 Alcance de los servicios del área social

Los términos de referencia para la contratación de los servicios de la intervención social, deben considerar los siguientes aspectos:

3.1.1 Encuesta socioeconómica y caracterización social del área

La encuesta de caracterización socio-económica de la zona de intervención debe permitir conocer el número de lotes existentes en cada manzano de casas, los lotes ocupados, desocupados y vacíos, así como el número de familias y personas que habitan en cada manzano y en cada zona.

3.1.2 Levantamiento de las áreas edificadas y de instalaciones existentes

Se debe realizar el levantamiento de áreas edificadas y el detalle de baños, puntos de conexión de agua al interior de las viviendas.

a) Ocupación del área - ocupación del suelo

El área de intervención interesada en los servicios, por lo menos debe contar con una ocupación del 70 % al 80 %, lo que equivale aproximadamente a un mínimo de 60 a 65 hab/ha. Una ocupación baja no permitirá la viabilidad económica del sistema.

b) Identificación de las cuadras y/o manzanos de casas

La identificación de las cuadras, manzanos de casas, o unidades vecinales de una zona, es el soporte para la asignación de las tareas del equipo de campo, para la identificación de sitios singulares como colegios, hospitales, locales comunales, iglesias, etc., para la determinación de los caudales de contribución y el diseño, y para determinar la forma de intervención y los grados de responsabilidad con respecto al sistema.

3.1.3 Divulgación del proyecto y definición de trazados con participación vecinal

Los principales temas que deben ser considerados para la divulgación del proyecto y acuerdos con la participación vecinal son:

- a) Características del sistema condominial
- b) Presentación de las opciones técnicas del trazado de los ramales
- c) Definición del trazado de los ramales con la participación de los vecinos
- d) Costos de conexión diferenciado por opción técnica
- e) Modalidades de trabajo, que pueden elegir los vecinos (gestión compartida, gestión parcial o gestión no compartida)
- f) Participación de los vecinos en la educación sanitaria
- g) La perspectiva de género en el proyecto
- h) Población objetivo: Dirigentes de la zona, familias de cada uno de los manzanos de casas, otras instituciones que trabajan en la zona
- i) Lugar de las reuniones de divulgación como: Escuelas, iglesias, oficinas de la junta de vecinos, bibliotecas de la zona, centros vecinales, viviendas de los vecinos, plazas o parques, calles, etc.
- j) Recursos humanos para las tareas de divulgación: Técnicos con experiencia en el área de ingeniería y en el área social (capacitados en metodologías participativas y dinámicas grupales), que conforme un equipo de campo. Con facilidad para transferir conocimientos, predisposición de trabajo en equipo (interdisciplinario) y flexibilidad de horarios.
- k) Definición de la carga de trabajo del equipo de campo, en base a la ocupación de los lotes.
- l) Tiempo estimado de trabajo de divulgación y definición de trazado del equipo de campo
- m) Duración estimada de las reuniones de divulgación y definición de trazado
- n) Número de personas que asisten a las reuniones de divulgación
- o) Material requerido para la divulgación y definición de trazado

3.1.4 Propuesta de intervención social para la fase de construcción, mantenimiento y educación sanitaria y ambiental

A diferencia de las actividades relacionadas con la definición del trazado de los ramales condominiales, donde los usuarios deben necesariamente participar en la división de

responsabilidades para la toma de decisión, en la medida en que afecta directamente áreas del lote de su propiedad, en las otras actividades del proceso: Construcción, operación y mantenimiento, pueden o no participar de acuerdo con la disponibilidad de tiempo y recursos y con su interés en reducir sus costos de conexión a los servicios.

Los principales temas que deben ser considerados son:

- a) Visitas domiciliarias con el objetivo de confirmar el trazado del ramal condominial y ubicación de las cámaras lote a lote e inicio de la educación sanitaria y ambiental.
- b) Material requerido para las visitas domiciliarias: Planos por manzanos de casas con áreas edificadas dentro del lote y con trazado del ramal.
- c) Organización vecinal: Modalidad Gestión Compartida del Servicio (GCS). El usuario participa a lo largo de todo el proceso de implementación: en la definición del trazado, en la construcción de los ramales y en la operación y mantenimiento de los ramales.
- d) Organización Vecinal: Modalidad: Gestión Parcialmente Compartida del Servicio (GPC). El usuario participa en la definición del trazado de los ramales y en alguna de las otras dos actividades: en la construcción o en la operación y mantenimiento.
- e) Organización Vecinal: Modalidad Gestión No Compartida del Servicio (GNC). El usuario solo participa en la definición del trazado de los ramales. Puede optar o no realizar con la operación y mantenimiento.
- f) Monitoreo, Seguimiento y Mantenimiento de los ramales con la modalidad de Gestión Compartida (GCS). Previa capacitación, los vecinos realizan el mantenimiento preventivo y correctivo de los ramales condominiales, así como de sus instalaciones intra-domiciliarias y divulgación de la educación sanitaria y ambiental.

3.2 Presupuesto y cronograma de la estrategia de intervención social

El presupuesto para los trabajos sociales debe considerar el alcance de los servicios a ser contratados, incluyendo el cronograma de ejecución, los costos de personal, material de divulgación, alquiler de equipos e instalaciones, etc.

4 FASE II - CONTRATACIÓN DE OBRAS Y TRABAJOS SOCIALES

Sobre la base de los estudios de ingeniería y propuesta de intervención social desarrollada en la primera fase, se debe proceder con la contratación de las obras y trabajos sociales, de acuerdo a los pliegos de licitación a ser elaborados, según el siguiente detalle:

- a) Contrato de obras en redes (ramales y red pública)
- b) Contrato de obras en plantas de bombeo y tratamiento
- c) Contrato para compra de materiales
- d) Contrato de servicios - Trabajos sociales
- e) Contrato de servicios - Supervisión de obras
- f) Estructura de fiscalización

5 FASE III - TRABAJOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

El mantenimiento es el conjunto de acciones que se ejecutarán en el sistema para prevenir daños o para su reparación cuando estos ya se hubieran producido a fin de conseguir un buen funcionamiento del sistema.

El mantenimiento puede ser ejecutado con participación vecinal o solamente la Entidad Prestadora de Servicios (EPSA).

B REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL

1 INTRODUCCIÓN

La aplicación del modelo Condominial de Alcantarillado Sanitario requiere desarrollar una metodología de implementación técnica-social, cuyos detalles fueron presentados anteriormente.

El Reglamento esta destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas condominiales de alcantarillado sanitario.

El Sistema Condominial es una solución de ingeniería basada en la participación de la comunidad. Su implementación debe estar sujeta a la definición voluntaria y mayoritaria de la comunidad.

Antes de iniciar el diseño de un Sistema Condominial, el proyectista debe conocer el área donde se pretende implementar el sistema, tomando en cuenta todas sus potencialidades y limitaciones.

Los estudios básicos deben incluir no solamente aspectos relacionados a la parte técnica de las obras, como la topografía, tipo de suelo, drenaje, sino también aspectos socioeconómicos y culturales, como el nivel de ingresos, consumo de agua, demanda por los servicios, etc.

El período de diseño de un Sistema Condominial debe ser optimizado en el caso de zonas con bajos ingresos y donde la demanda por el servicio sea mayor que los recursos económicos disponibles, evitando períodos muy largos y procurando maximizar la cobertura a mediano plazo.

El proyectista debe tener cierta precaución en utilizar las tasas promedio de crecimiento de la ciudad como un todo, ya que normalmente se relacionan a una expansión horizontal con aumento del área urbana. El crecimiento vertical del área de proyecto, normalmente es más bajo.

2 RED PÚBLICA

La Red Pública es el conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias, conforme a la terminología definida en el numeral **1.2.85** del Capítulo 1 de la norma NB 688.

Para el diseño geométrico de las redes públicas el proyectista debe disponer de:

- Un plano del área del proyecto urbanizada a escala 1:2 000, resultado del levantamiento topográfico, con curvas de nivel cada metro y el detalle de manzanos de casas, calles, avenidas, canales, cursos naturales de agua, puentes vehiculares, peatonales, cámaras del sistema de alcantarillado existente, posibles puntos de bombeo, tratamiento y descarga de las aguas residuales.
- Cotas del nivel del terreno en todas las intersecciones de calle (cruce) y puntos de interés, debidamente referenciados.
- El trazado de las redes públicas se debe realizar a partir de los puntos de cota más elevada (arranque) hacia el punto de cota más baja (descarga) y siguiendo el drenaje natural del terreno. El proyectista debe analizar las alternativas de trazado para obtener la menor extensión de red y conectar todos los manzanos de casas.

La red pública puede ser ubicada en el centro de calle o avenida, pero preferentemente por áreas más protegidas del tránsito vehicular, utilizando, siempre que fuera posible, las aceras, parques y jardines existentes. En las figuras 1 y 2 se presentan opciones de trazado de la red pública.

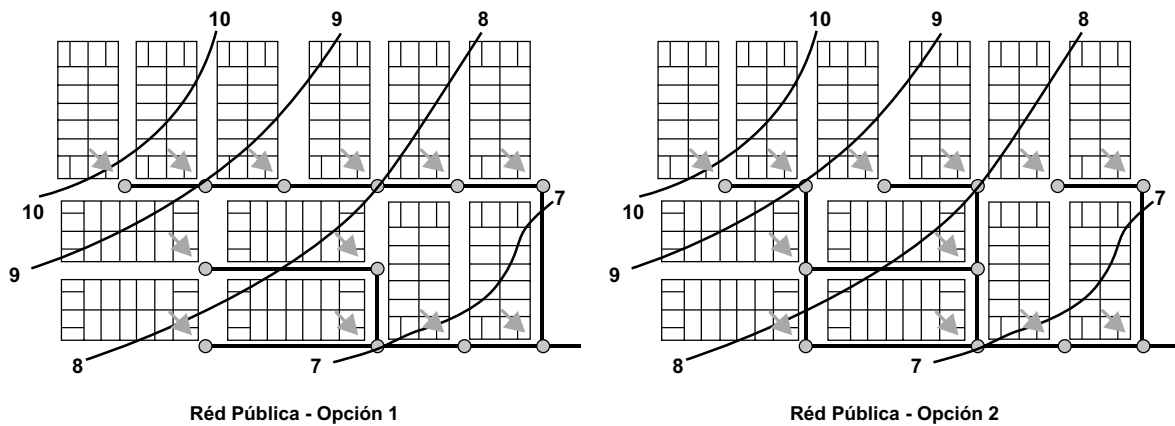


Figura 1 - Red pública (opciones de trazado 1 y 2)

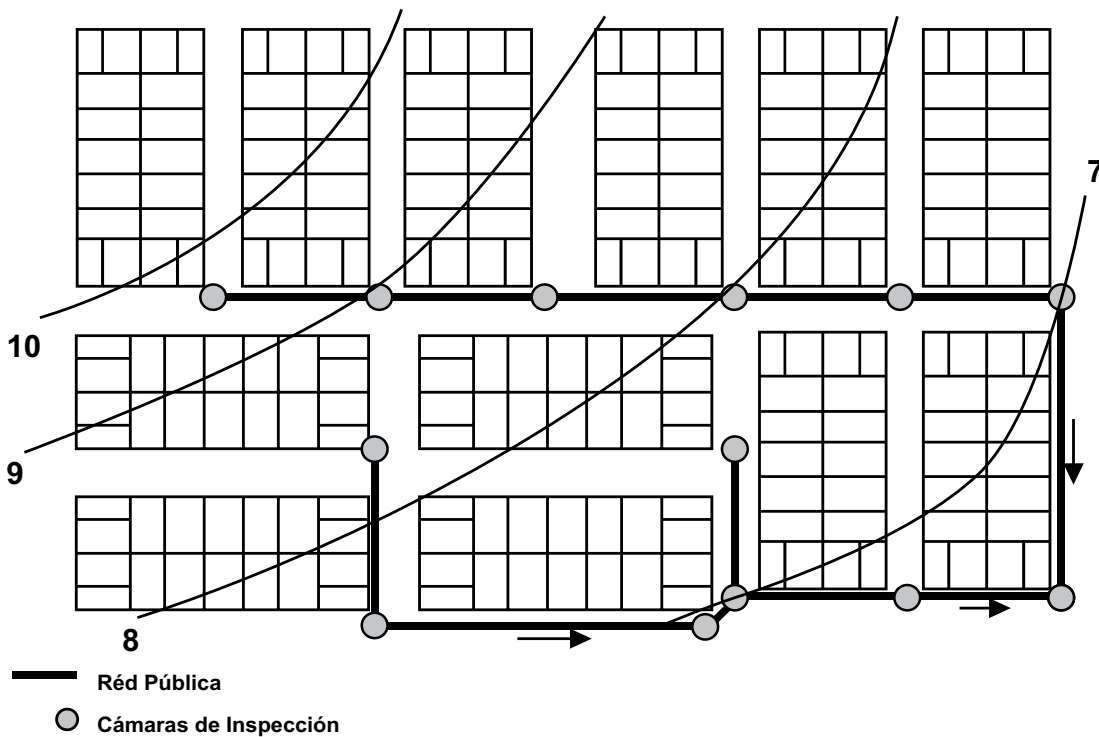


Figura 2 - Red pública (opción de trazado seleccionada)

La información de cada tramo de la red pública debe ser incorporada en la planilla de cálculo hidráulico (Cuadro 1), con la siguiente información básica:

- Número de cámara inicial
- Número de cámara final
- Número de tramo
- Area tributaria

- Caudal unitario
- Cota de terreno inicial
- Cota de terreno final
- Longitud
- Pendiente
- Diámetro
- Condiciones de flujo
- Verificación de la tensión tractiva

3 RAMAL CONDOMINIAL

El Ramal Condominial es la tubería que recolecta las aguas residuales de un conjunto de edificaciones con descarga a la red pública en un punto, conforme a la definición establecida en el numeral 1.2.84 del Capítulo 1 de la norma NB 688. Según el drenaje natural del terreno, el proyectista debe definir la ubicación más adecuada del ramal condominial que atenderá cada manzano de casas, conectando todas las edificaciones hasta un punto de la red pública. Un ejemplo de trazados geométricos de ramales se presenta en la figura 3.

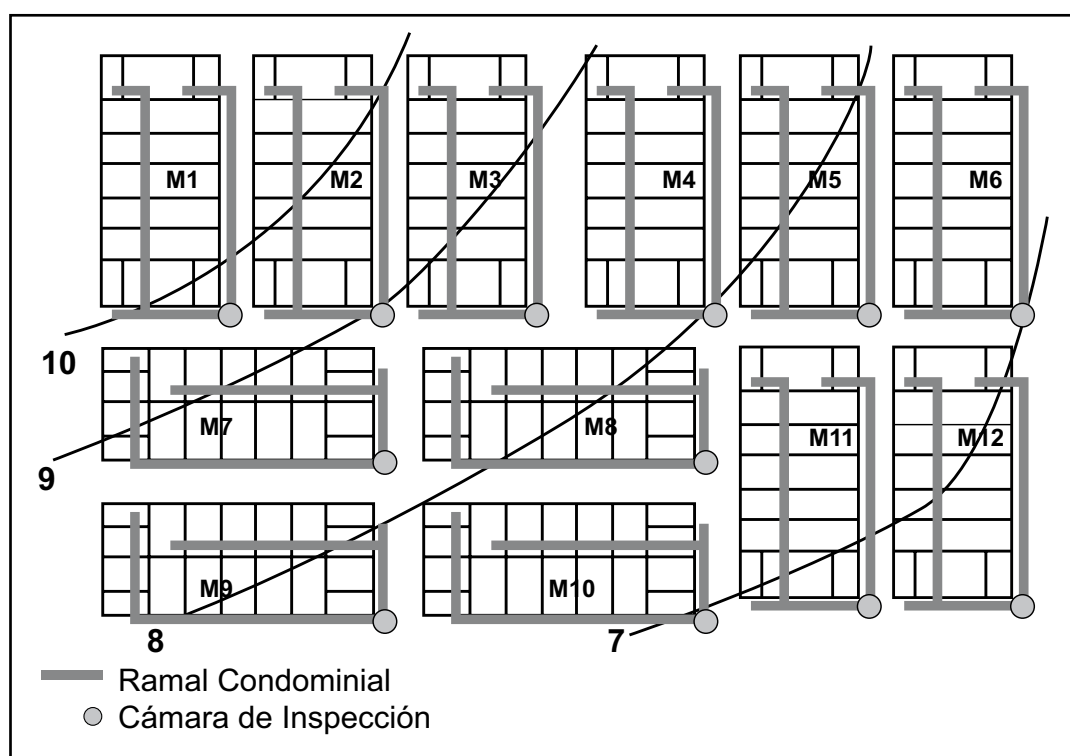


Figura 3 - Ramales condominiales

En el ramal condominial, la profundidad mínima debe ser aquella que estuviere por debajo de la cota de conexión predial del condominio, garantizando que éste sea tendido. Para obtener un volumen menor de excavación, siempre que sea posible, la pendiente de la tubería debe ser igual a la del terreno y la profundidad mínima recomendada es de 0,45 m.

Según la topografía y el trazado urbano, un manzano de casas puede tener más de un ramal condominial, como se presentan en las figuras 4a y 4b.

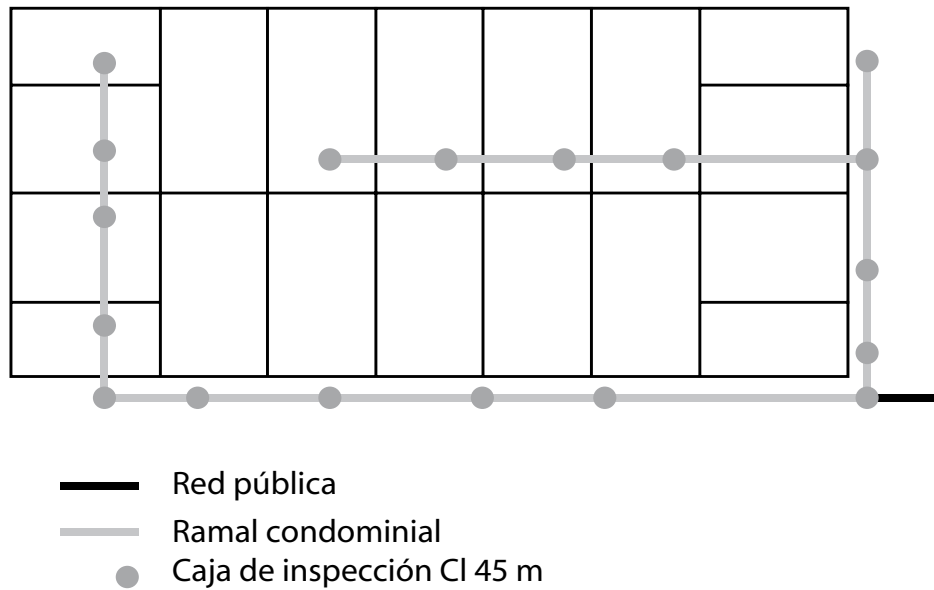


Figura 4a - Detalle de un ramal condominial - Tipo 1

(1) Ramal condominial empleado en el Proyecto Piloto El Alto, Bolivia (1998-2000)

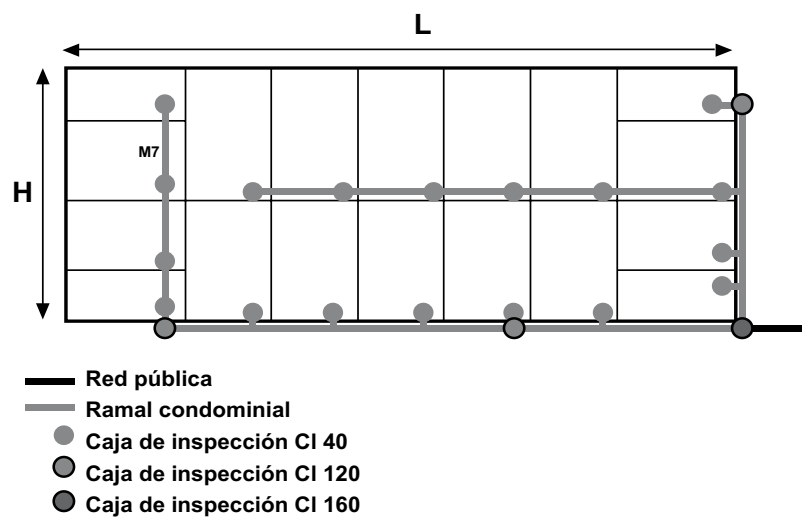


Figura 4b - Detalle de un ramal condominial - Tipo 2

(2) Ramal condominial actualmente utilizado por la CAESB, DF Brasilia, Brasil¹

La información de cada ramal debe ser incorporada en una tabla de control con la siguiente información básica:

- Número del manzano de casas
- Número de ramales
- Longitud prevista para cada ramal
- Número de conexiones en cada ramal
- Número de habitantes atendidos por cada ramal
- Número y tipo de cámaras de inspección

¹ La CAESB construye la red pública, los ramales y una caja de inspección para cada lote. Los usuarios son responsables por la conexión de sus instalaciones internas hasta la caja de inspección construida.

3.1 Opciones técnicas de ubicación del ramal condominial

Son cuatro alternativas de localización para el ramal condominial, en función a las características de la trama urbana y la viabilidad técnica, las cuales son sometidas a la decisión de los usuarios:

- Ramales interiores, por el fondo y por el jardín de los lotes
- Ramal externo por la acera
- Ramal mixto

Véase también el numeral **6** de la sección B del presente Reglamento.

3.1.1 Ramal interior - fondo de los lotes

Es el ramal ubicado en las áreas internas libres y disponibles de los sectores colindantes entre dos predios. El único ramal debe buscar la mejor forma posible para la contribución de aguas residuales de ambos lados de los lotes. La construcción o instalación de la caja de inspección, además de ser un elemento de inspección sirve como punto de descarga de ambos lotes.

Esta opción constituye la solución más económica con relación a las otras opciones, aunque la experiencia ha demostrado la poca aceptación de esta alternativa por parte de los usuarios, principalmente por las dificultades: Para realizar el mantenimiento, por la no disponibilidad de áreas en el predio para el tendido del ramal, por la concertación entre los usuarios del condominio, y para la reubicación del ramal debido al crecimiento de la infraestructura habitacional.

3.1.2 Ramal interior - jardín de los lotes

Ramal ubicado en el interior del lote, en las áreas disponibles de los sectores no colindantes de los predios. Para este caso son necesarios dos ramales casi paralelos para atender a cada cuadra del manzano de casas. Cuando las construcciones de las viviendas tienen un área libre "retiro" frente a la vía pública, se puede emplear la solución por el jardín de los lotes, aunque es algo más costosa que la del ramal por el fondo de los lotes, debido a la utilización de una mayor longitud de tubería.

La ventaja de esta opción, por su ubicación está protegida del tráfico vehicular, permite el uso de profundidades mínimas. Esta opción es recomendable para cuadras residenciales cuyas casas mantienen un retiro de frente hacia la vía pública, con espacios libres y/o instalaciones sanitarias domiciliarias que drenen hacia la calle.

3.1.3 Ramal externo - de acera

Este ramal pasa a través de las aceras, bordeando el manzano de casas o la cuadra para tener una sola descarga en un punto de la red pública. Para concebir este tipo de ramal es necesario considerar otro tipo de instalaciones como agua, gas domiciliario, cables telefónicos, postes, arborización, etc.

Esta opción es el tipo más aceptado por los usuarios aunque la solución de atención represente mayor costo, con relación a las dos opciones anteriores. Representa el patrón más sofisticado de atención del sistema condominial y la solución de construcción más costosa y, en consecuencia, la opción de costos más alta para el usuario.

3.1.4 Ramal mixto

Cuando la topografía del área es muy irregular, generalmente terrenos de ladera, la concepción y solución de combinar las tres alternativas anteriores, resulta ser la más adecuada. Por ejemplo, si algún miembro del condominio decide no participar en el proyecto, y el ramal pasa por el medio de lote, debe hacerse un quiebre en el trazado y continuar por la acera.

Es probable que en este caso, la singularidad local requiera una posición exclusiva para el ramal, como condición para la completa atención.

4 ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS SINGULARES PARA RAMAL

La utilización de estos elementos y dispositivos dependerá de diferentes aspectos tales como las características urbanísticas del área, la modalidad de gestión del sistema, la economía del proyecto, la disponibilidad de los materiales, etc.

Los elementos y dispositivos de inspección singulares son presentados en los numerales 4.1, 4.2, 4.3, y 4.4 y pueden ser adoptados como tipos de conexión en la construcción del ramal. Los elementos de inspección y dispositivos principalmente pueden ser los siguientes:

- Caja de Inspección Condominial de Mampostería (Cjl-CM)
- Caja de Inspección Condominial Prefabricada de Hormigón (Cjl-CP)
- Caja de Inspección Condominial con 0,45 m de diámetro (Cjl-CP45)
- Caja de Inspección Condominial con 0,60 m de diámetro (Cjl-CP60)
- Tubería de Inspección y Limpieza Condominial (TiL-C)
- Accesorios de conexión directa de PVC tipo "T" o tipo "Y"

Según la profundidad de instalación de la tubería, las dimensiones recomendables de las Cajas de Inspección Condominial con relación a las Cámaras de Inspección son:

Tabla 1 - Elementos de inspección

Profundidad de la Tubería (solera) (m)	Elemento de inspección	Dimensiones del acceso Diámetro (m)	Tipo de Red
< 0,80 0,80 a 1,20 > 1,20	Caja (Cjl-CP45) Caja (Cjl-CP60) Cámara (CI-120)	0,45 0,60 1,20 con chimenea de acceso 0,60	

4.1 Caja de Inspección Condominial de Mampostería (Cjl-CM)

Las cajas de inspección condominial (Cjl-C) de mampostería de ladrillo, son los puntos singulares de conexión del ramal condominial con la casa, funciona como una caja de paso (CP) mayor, con capacidad para recibir las aguas residuales de hasta tres casas al mismo tiempo.

En la figura 5, se presenta la caja de inspección condominial de mampostería

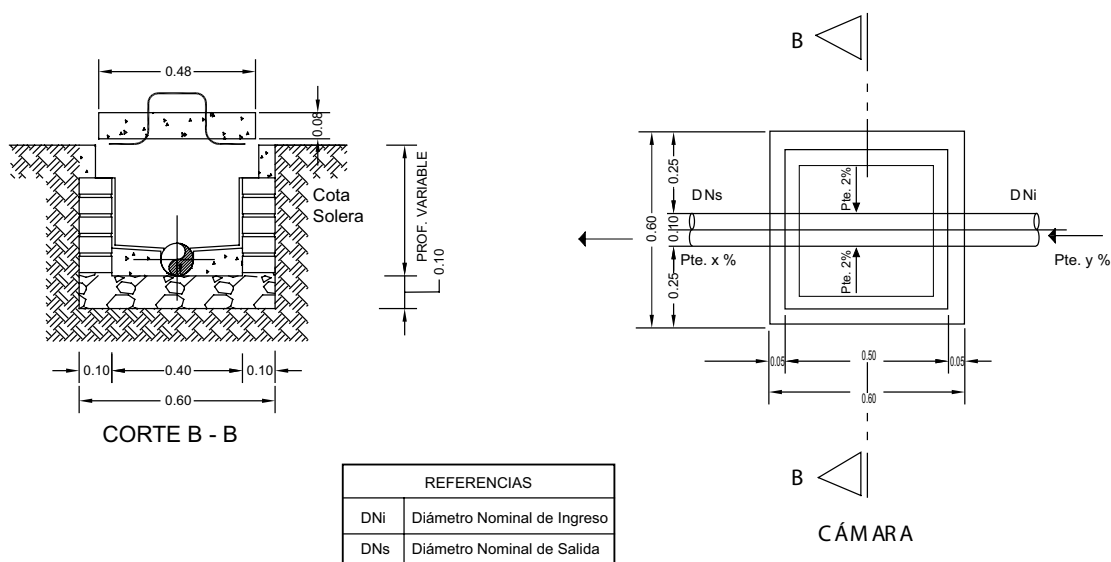


Figura 5 - Caja de Inspección Condominial de Mampostería

Estos elementos de inspección tienen por dimensiones 0,45 m x 0,45 m hasta una profundidad de 0,60m y de 0.60 m x 0,60 m hasta una profundidad de 1,20 m. Las cajas pueden ser de tres tipos: caja simple, caja doble y caja triple.

Las paredes de mampostería tendrán un espesor mínimo de 10 cm a 12 cm, con las juntas de mortero de cemento y arena fina en proporción 1:3 ó 1:4. Las paredes internas deben ser enlucidas con un espesor de 2,0 cm con mortero de cemento - arena fina de 1:2 ó 1:3. La base de las cajas puede ser zampeado de piedra de 0,10 m. En todo caso la base se apoya en terreno compacto y nivelado sobre una capa de hormigón pobre o sobre gravilla en ambos casos con espesor de 5 cm.

4.2 Caja de Inspección Prefabricada Condominial de Hormigón (Cjl-CP)

Las cajas de inspección condominial (Cjl-C), son los puntos singulares de conexión del ramal condominial con la casa, funciona como una caja de paso (CP) mayor, con capacidad para recibir las contribuciones de aguas residuales de hasta cuatro casas al mismo tiempo.

Las cajas de inspección premoldeadas o prefabricadas en hormigón (base, anillos y tapa), son de utilización más convenientes porque facilitan la ejecución de los trabajos de mantenimiento, principalmente en los condominios que son operados y mantenidos con aporte de la mano de obra de los propios condominios. En caso en que el condominio

decida por la operación de terceros o decida por la utilización de sistemas de limpieza como el hidro-chorro a presión, se pueden utilizar dispositivos producidos industrialmente en polietileno, conforme a lo establecido en el numeral **4.3**, más adelante.

En la figura **6**, se presenta la caja de inspección condominial prefabricada.

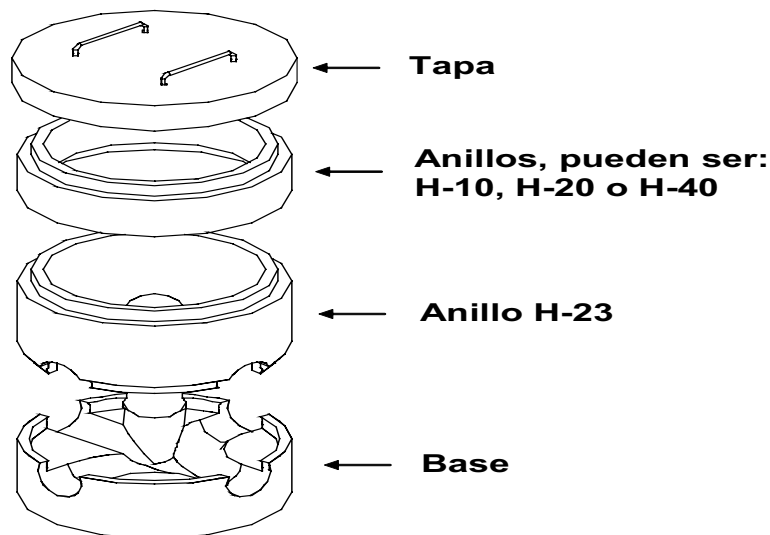


Figura 6 - Caja de Inspección Condominial Prefabricada

En los ramales condominiales, los elementos de inspección generalmente utilizados son las cajas de inspección, que tienen 0,45 m de diámetro hasta una profundidad de 0,80 m y de 0,60 m de diámetro a partir de 0,80m hasta 1,20m., de profundidad.

4.3 Tubería de Inspección y Limpieza Condominial (TiL-C)

Es un dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza (véase figura 7). Esta pieza ha sido desarrollada especialmente para ser utilizada en los ramales condominiales de 100 mm de diámetro, similar a la Tubería de Inspección y Limpieza Radial (TiL-R) para red pública, presentado en el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección.

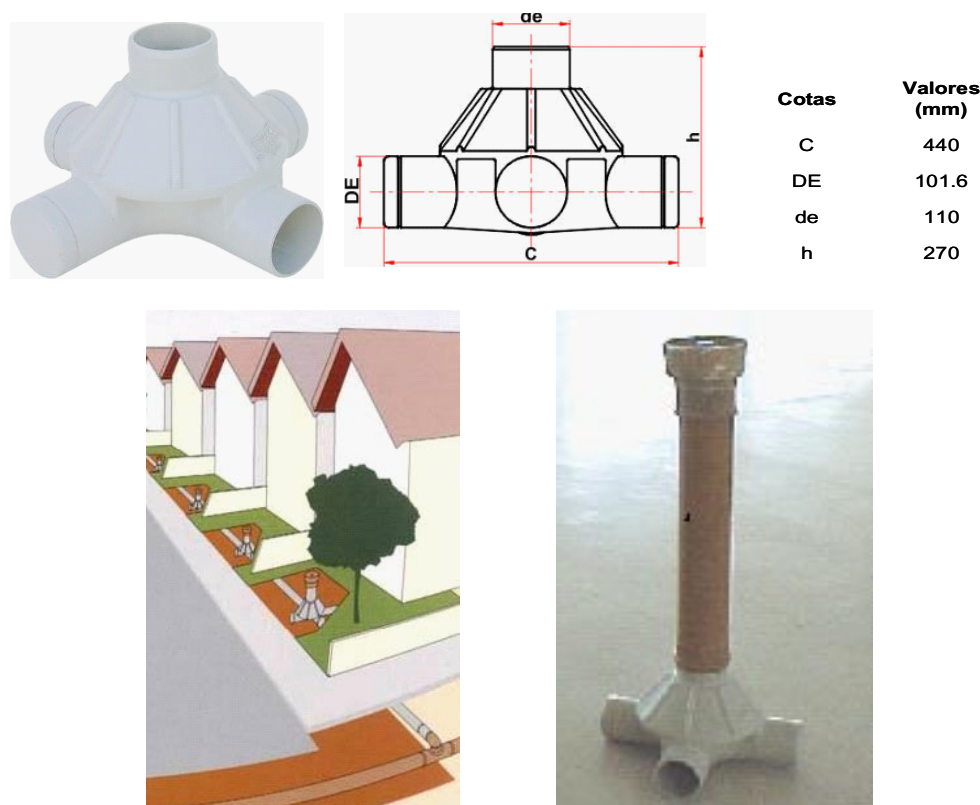


Figura 7 - Tubería de Inspección y Limpieza Condominial

Este dispositivo está compuesto por el tapón, tubo de inspección y cuerpo, siendo utilizado incluso como Tubo de Inspección de Conexión Predial.

La base se apoya directamente sobre el suelo, sin necesidad de colocar la cama de asiento o de revestimiento estructural.

El (TiL-C) es provisto con una salida y tres entradas cerradas, quedando a criterio de la obra la abertura de aquellas que fuesen necesarias, lo que es hecho fácilmente con sierra manual.

El montaje de los tubos o curvas junto al (TiL-C) es hecha a través de junta elástica y utilizando anillos de goma y pasta lubricante. La interconexión con el ramal de 100mm es obtenida a través de un adaptador con anillo de goma.

La instalación del tubo de inspección (chimenea o cuello) puede ser hecha directamente con un adaptador del tubo o a través de trozo de tubo simple.

El sistema se completa con un tapón que permite el acceso para limpieza. El tapón está compuesto por el anillo y por la tapa.

El (TiL-C) de PVC tiene las dimensiones como se muestra en la figura 7 y el acceso al ramal se realiza a través de un tubo vertical de 100 mm de diámetro con una profundidad variable. Debido a esta característica, el proyectista debe incorporar para fines de mantenimiento la adquisición de un equipo sencillo de limpieza con agua a presión.

Una desventaja que debe ser considerada es el carácter frágil del (TiL-C) de PVC frente al hormigón, motivo por el cual deben contar con la protección adecuada.

4.4 Accesorios de conexión directa de PVC tipo “T” o tipo “Y”

Si el ramal condominial se encuentra fuera del lote por debajo la acera, las cajas de inspección condominial moldeadas se pueden sustituir por conexiones individuales “no visitables”, mediante los accesorios de PVC tipo “T” sanitaria o tipo “Y” sanitaria de derivación simple, como se muestran en la figura 8.

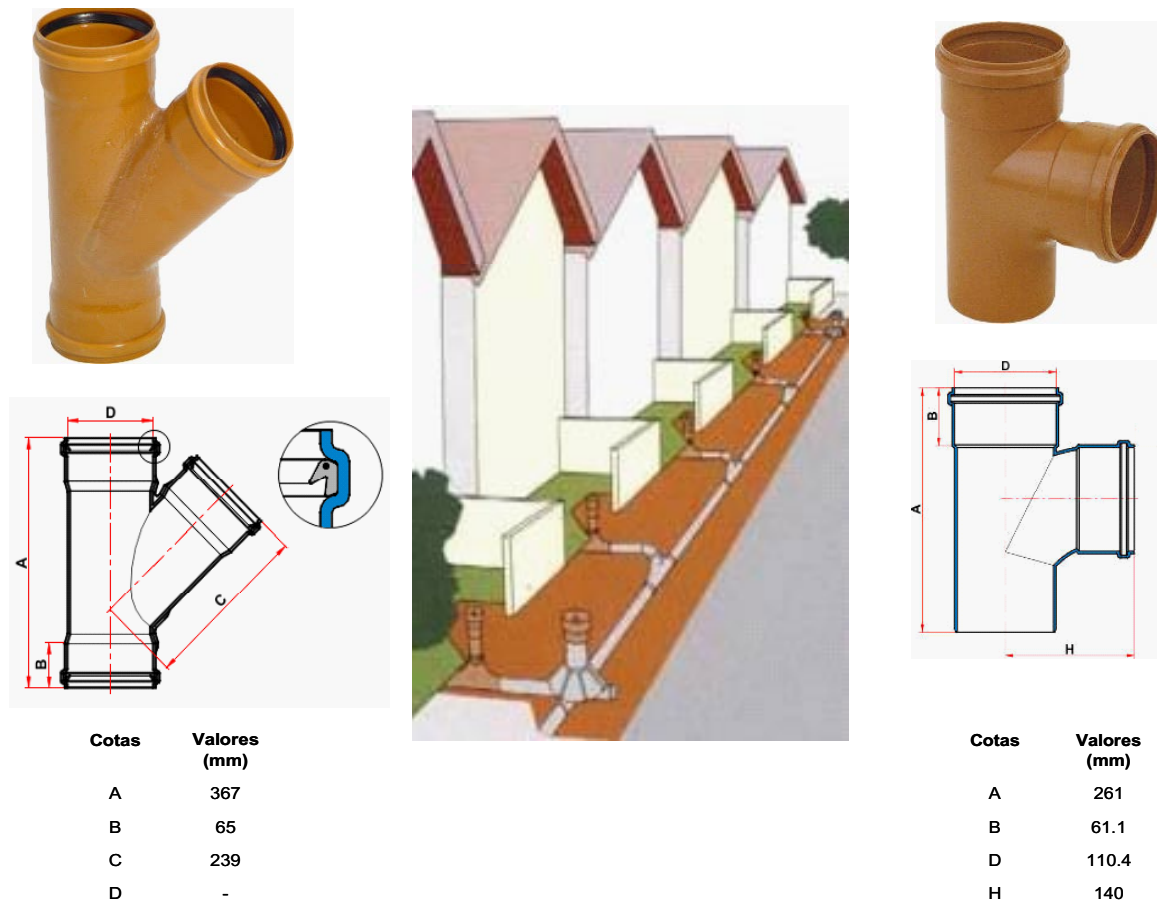


Figura 8 - Accesorios de conexión directa de PVC tipo “T” o tipo “Y”

Los accesorios de PVC se conectan con una tubería corta a la caja de paso domiciliar que está ubicada dentro del lote, la cual es parte de las instalaciones sanitarias de la vivienda. Es decir los accesorios tipo “T” o tipo “Y” se conectan en diversos puntos a lo largo del ramal para recibir las contribuciones de las aguas residuales desde las casas que forman el condominio.

5 ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS SINGULARES PARA RED PÚBLICA

Las cámaras de inspección forman parte de la red pública de alcantarillado conforme lo establecido en la terminología del numeral 1.2.19 del Capítulo de la norma NB 688 y tienen el objetivo de permitir el acceso para el mantenimiento. Pero además representan un componente vulnerable del sistema, ya que a través de ellas pueden ingresar elementos inapropiados y causar obstrucciones, por este motivo se debe proyectar la cantidad mínima necesaria.

Las cámaras de inspección se construyen en mampostería de piedra, con hormigón simple y armado, hormigón ciclópeo, mampostería de ladrillo y PVC.

Las cámaras de inspección deben ser ubicadas en la red pública. Su diseño atenderá las recomendaciones del numeral 2.5 del Capítulo 2 de la norma NB 688.

Generalmente las cámaras de inspección son construidas en sitio, pero debido a las ventajas de manipuleo y montaje, el proyectista debe analizar la posibilidad de utilizar elementos prefabricados de hormigón simple y/o armado (base, anillos y tapa), como se muestra en la figura 9.

Las cámaras de la red pública ubicadas en áreas de tráfico sujetas a carga vehicular deben contar con el diseño estructural y prever el equipo especial para transporte y montaje.

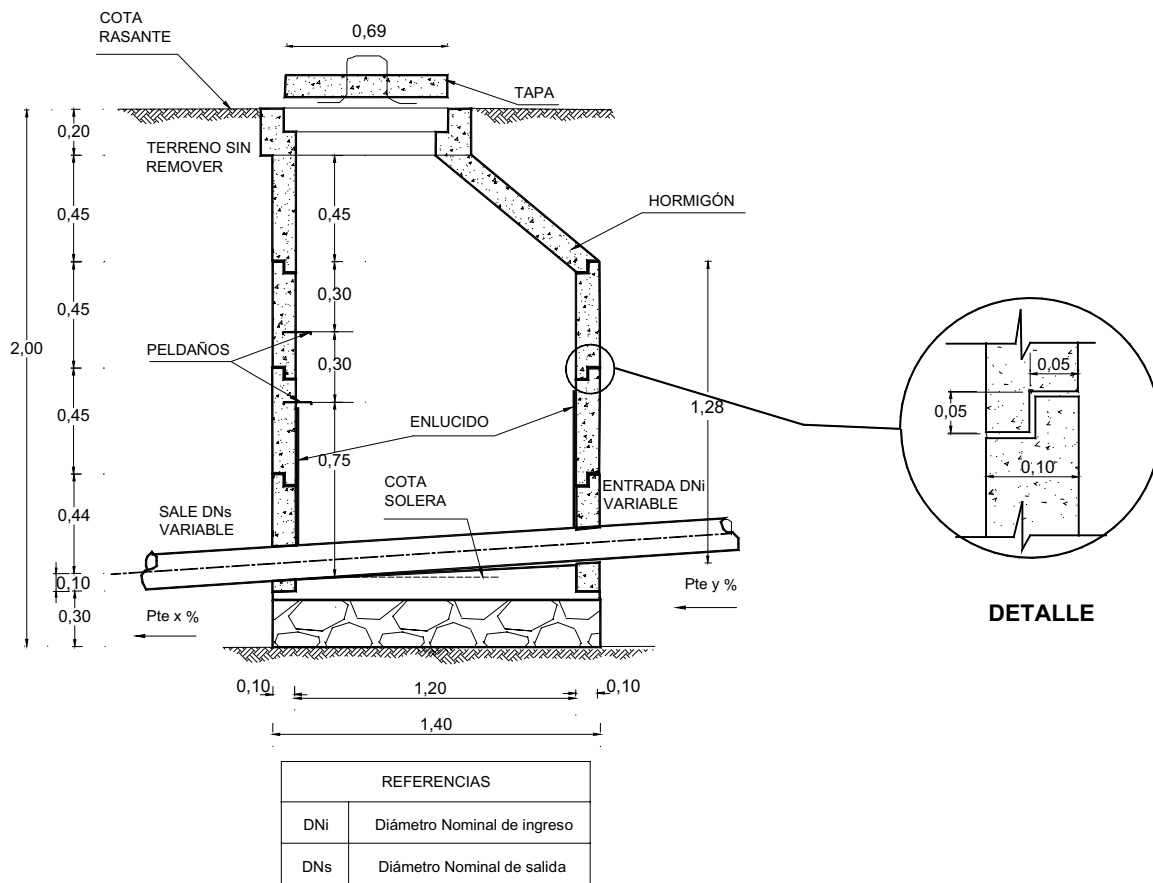


Figura 9 - Cámara de inspección prefabricada tipo en red pública

Otros tipos de los elementos y dispositivos singulares para red pública, como la Tubería de Inspección y Limpieza Radial (TiL-R) de PVC, la Tubería de Limpieza (TL), etc., pueden ser adaptados conforme a lo establecido en el Reglamento Técnico de Diseño de Elementos y Dispositivos de Inspección.

6 CONEXIONES AL RAMAL CONDOMINIAL

El proyectista debe definir el tipo de conexión de la vivienda al ramal condominial según su ubicación dentro o fuera del lote.

6.1 Conexión dentro del lote

Si el ramal condominial se encuentra dentro del lote, la conexión de la vivienda se puede realizar mediante una caja de inspección condominial, usualmente de 45 cm de diámetro, según se indica en la figura 10.

La construcción de la caja de inspección condominial (CJI-C), además de ser un elemento de inspección, sirve como punto de descarga de ambos lotes. El usuario debe ser responsable de la conexión de sus instalaciones intra-domiciliarias, una vez que el sistema se encuentre concluido.

Si el ramal condominial se encuentra dentro del lote, la conexión de la vivienda se realizará mediante una “Caja de Inspección Condominial”, generalmente del tipo (CJI-CP45) de hormigón prefabricado, según se indica en figura 10. También se puede utilizar la caja de inspección condominial de mampostería (CJI-CM).

La caja de inspección condominial debe ser instalada durante la construcción del ramal condominial, una por cada dos lotes o una en cada lote o vivienda y el usuario debe ser responsable de la conexión de sus instalaciones intradomiciliarias, pero una vez que el sistema se encuentre concluido y próximo al inicio de funcionamiento.

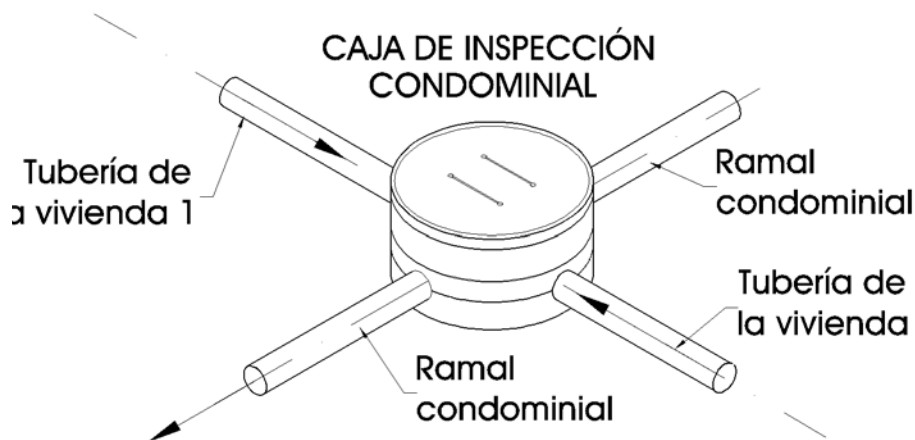


Figura 10 - Conexión en ramal condominial dentro de lote

Véase también el numeral 3 de la sección B del presente Reglamento.

6.2 Conexión fuera del lote

Si el ramal condominial se encuentra fuera del lote (acera), la conexión de la vivienda puede realizarse mediante un accesorio de PVC tipo “T” o tipo “Y” (conexiones no visitables) o una “Silleta”. Un accesorio de PVC tipo “T” o tipo “Y” debe ser conectado mediante una tubería corta a la caja de paso similar a la caja de inspección condominial prefabricada de 45 cm de diámetro, que siempre está ubicada dentro del lote y próxima al límite del predio, como se muestran en las figuras 11 y 12.

En sustitución de los accesorios de PVC tipo “T” y “Y” el proyectista debe analizar la posibilidad de instalar cajas de inspección condominial.

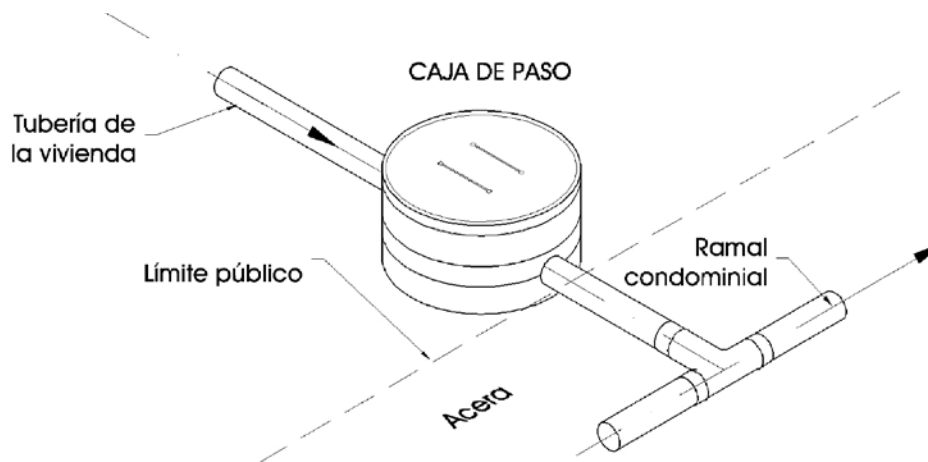


Figura 11 - Conexión en ramal condominial de acera en "T"

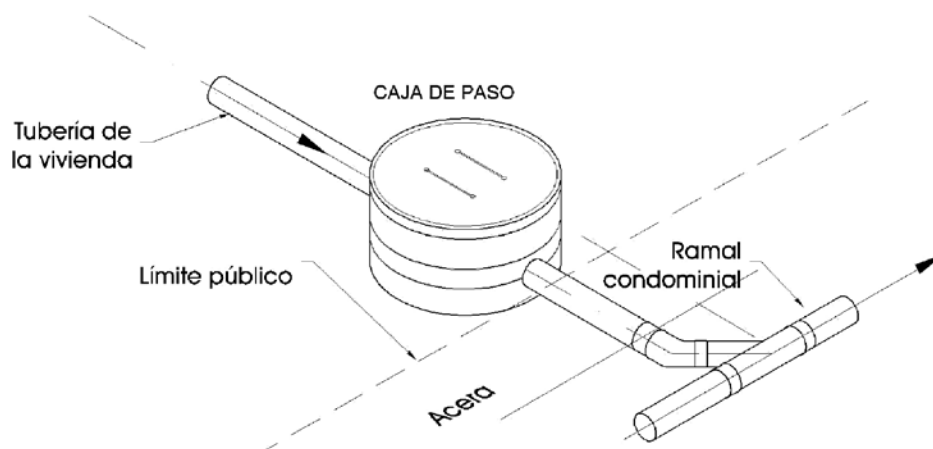


Figura 12 - Conexión en ramal condominial de acera en "Y"

7 CALCULO HIDRÁULICO

Una vez trazada la red pública de alcantarillado sanitario, y ubicadas los elementos de inspección, se debe proceder con la cuantificación de caudales de aporte en función de la población, densidad y área de ocupación por tramo. La información debe ser incorporada en la planilla de cálculo (cuadro 1).

En primera instancia el cálculo hidráulico de la red se debe realizar para la condición más desfavorable de instalación, que se dará con el trazado de la red pública por el centro de calle, con ramales por las aceras y cuando los arranques de los colectores se encuentren a mayor profundidad.

La profundidad de instalación dependerá además del tipo de suelo determinado en el estudio geotécnico y del material de la tubería.

Conforme a lo establecido en el numeral **2.4.3** del Capítulo 2 de la norma NB 688, el diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario es de 100 mm (4 plg).

Durante la fase de preinversión la comunidad debe intervenir en la definición del trazado de los ramales condominiales y se debe seleccionar la alternativa constructiva ajustando el diseño con menores profundidades de instalación. El ajuste se iniciará a partir de los puntos de arranque pero sin modificar el diámetro y la pendiente mínima.

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño de elementos y dispositivos de inspección

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS DE INSPECCIÓN.....	55
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	55
2 ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS DE INSPECCIÓN PARA RED.....	55
2.1 Tipos de Cámaras de Inspección	55
2.1.1 Cámara de Inspección de Mampostería (CI-M)	55
2.1.2 Cámara de Inspección Prefabricada (CI-PR).....	57
2.2 Cámaras de inspección con caída	59
2.3 Ubicación de las cámaras de inspección	59
2.4 Distancia entre cámaras de inspección.....	59
3 SIMPLIFICACIÓN ACTUAL	59
3.1 Tubo de Inspección y Limpieza Radial (TiL-R), o Pozo de Inspección Visual (PIV)	60
3.2 Terminal de Limpieza (TL).....	62
3.3 Tubo de inspección y limpieza de paso (TiL-P) o de transición (TiL-T).....	62
3.4 Cajas de cambio.....	63
3.4.1 Caja de cambio de dirección	63
3.4.2 Caja de cambio pendiente.....	65
3.4.3 Caja de cambio de diámetro	65
OTRAS FIGURAS.....	67

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS DE INSPECCIÓN

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, especialmente en el numeral **2.5** del Capítulo **2**. Véase también los numerales **4** y **5** de la sección B del Reglamento Técnico de Diseño para Sistemas de Alcantarillado Sanitario Condominial

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar el diseño de elementos y dispositivos de inspección.

2 ELEMENTOS Y DISPOSITIVOS DE INSPECCIÓN PARA RED

2.1 Tipos de Cámaras de Inspección

La necesidad de evitar curvas en el trazado de redes que dificultan la limpieza, obligan a construir cámaras de inspección entre dos de las cuales, debe ser de preferencia rectilínea, tanto en planta como en perfil, lo cual significa que también son necesarias en los cambios de pendiente, facilitando de ésta manera, el acceso a los colectores para la extracción de los residuos de limpieza.

Los elementos de inspección como los pozos de visita (PV) o cámaras de inspección (CI) son estructuras, con aberturas existentes en su parte superior, que tienen la función de permitir el acceso de personas, equipos mecánicos, instrumentos y herramientas propios de inspección, de modo de proceder a la limpieza y desobstrucción de los colectores.

Las cámaras de inspección y limpieza, especiales para rejas, compuertas, aliviaderos o puntos destinados a medición, deben ser fácilmente accesibles. Las cámaras de inspección se construyen en hormigón simple y armado, mampostería de piedra y mampostería de ladrillo, prefabricadas, PVC. Pueden ser de sección circular o cuadrada.

2.1.1 Cámara de Inspección de Mampostería (CI-M)

Las cámaras de inspección de mampostería pueden ser construidas de piedra (CI-MP120) y de ladrillo (CI-ML120). Las cámaras de inspección de sección circular suelen tener la forma de botella o de tronco cono.

Generalmente las paredes de las cámaras de inspección se inician en forma cilíndrica, tienen 1.20 m de diámetro en su base inferior, se acepta hasta 1,0 m; luego prosigue en forma de tronco cono y remata en una parte nuevamente cilíndrica, con una dimensión mínima de 0,60 m, de la boca de ingreso, como se muestran en las figuras **1** y **2**. Las paredes de mampostería tendrán un espesor mínimo de 20 cm a 25 cm, con las juntas de mortero de cemento y arena fina en proporción 1:3 ó 1:4. Las paredes internas deben ser enlucidas con un espesor de 2,0 cm con mortero de cemento - arena fina de 1:2 ó 1:3, hasta una altura mínima de 0,60 m. La base de las cámaras puede ser de hormigón o de mampostería, en todo caso tiene una altura igual o mayor a 0,15 m. La base se apoya en terreno compacto sobre una capa de hormigón pobre o sobre gravilla en ambos casos con espesor de 5 cm.

Los canales de enlace construidos en la base permiten el flujo de agua y diferentes tipos de conexión tienen sección semicircular con una pendiente uniforme desde la entrada de flujo hasta la salida.

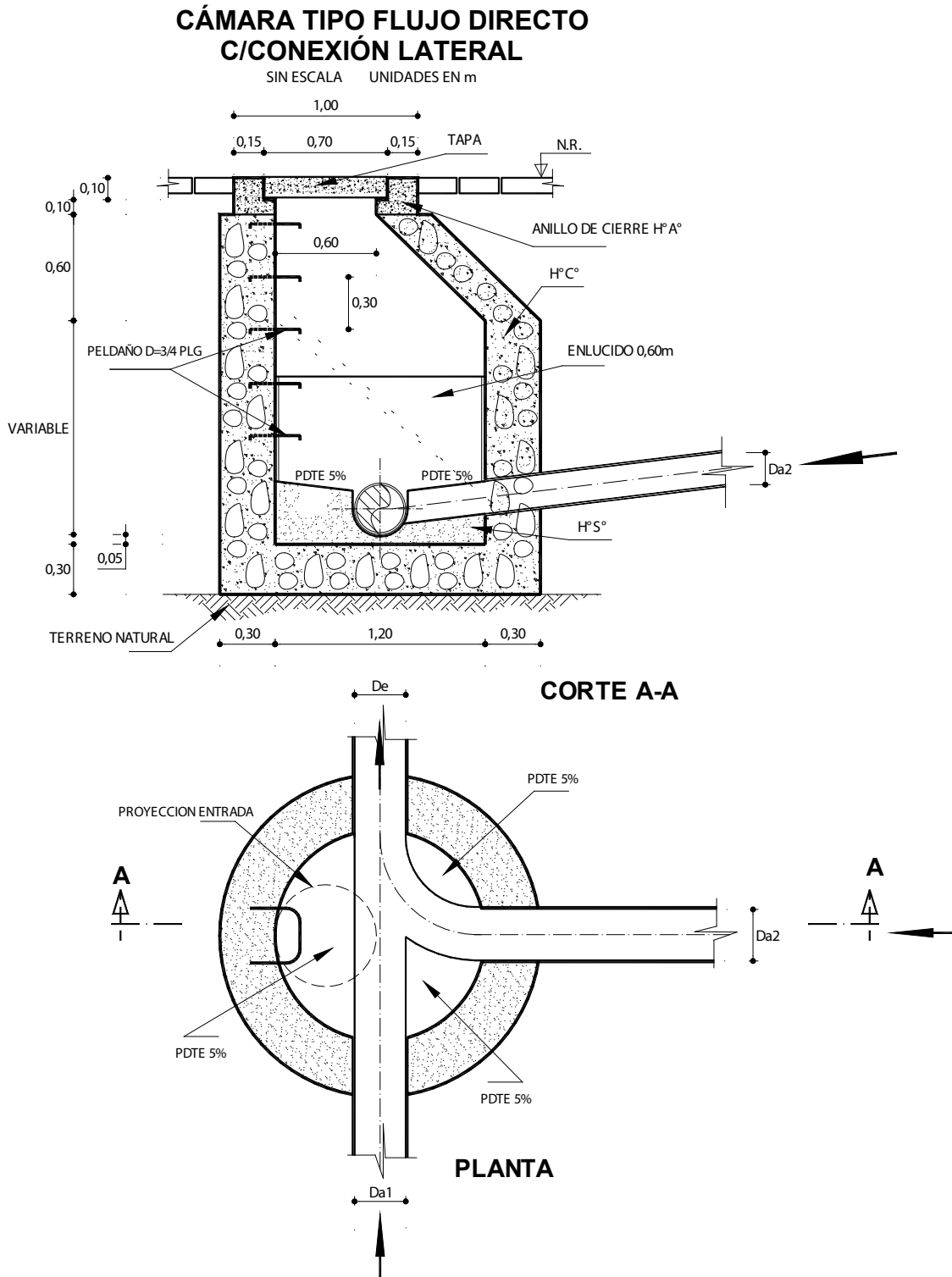


Figura 1 - Cámara de inspección de mampostería de piedra

La superficie de fondo del pozo debe tener una pendiente hacia los canales de enlace no menor al 2 % para evitar acumulación de depósitos orgánicos.

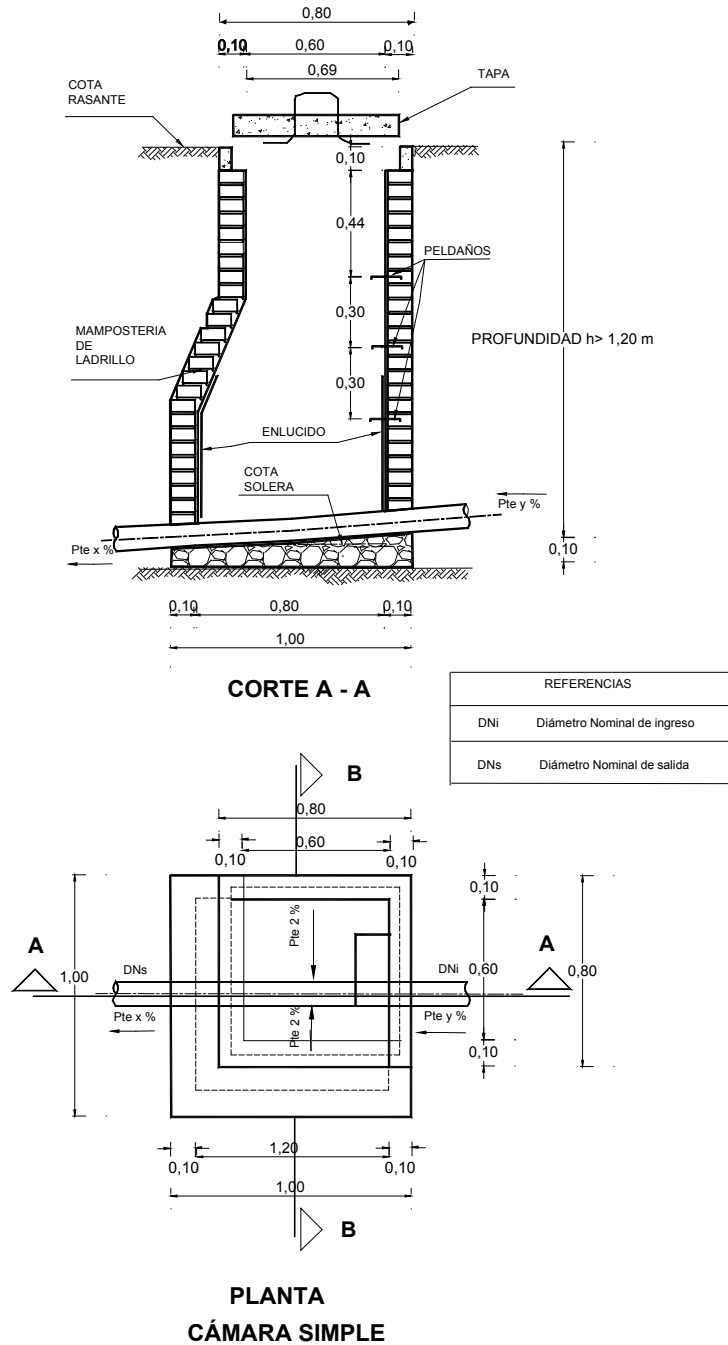


Figura 2 - Cámara de inspección de mampostería de ladrillo

Las tapas de los pozos de visita de preferencia son de fierro fundido, sin embargo por motivos económicos, pueden ser también de hormigón armado, debiendo ser el diámetro libre de 0,60 m.

Existen diversos tipos de tapas de fierro de fundición que incluyen variaciones con o sin articulación. Su elección depende de la carga a la que estarán sometidas, aspecto que se relaciona con la importancia de la vía o avenida donde será instalada.

2.1.2 Cámara de Inspección Prefabricada (CI-PR)

Las cámaras de inspección generalmente son construidas “in situ”, pero debido a las

ventajas de manipuleo y montaje, se debe analizar la posibilidad de utilizar cámaras con elementos prefabricados de hormigón simple y/o armado (base, anillos modulares y tapa). (véase figura 3).

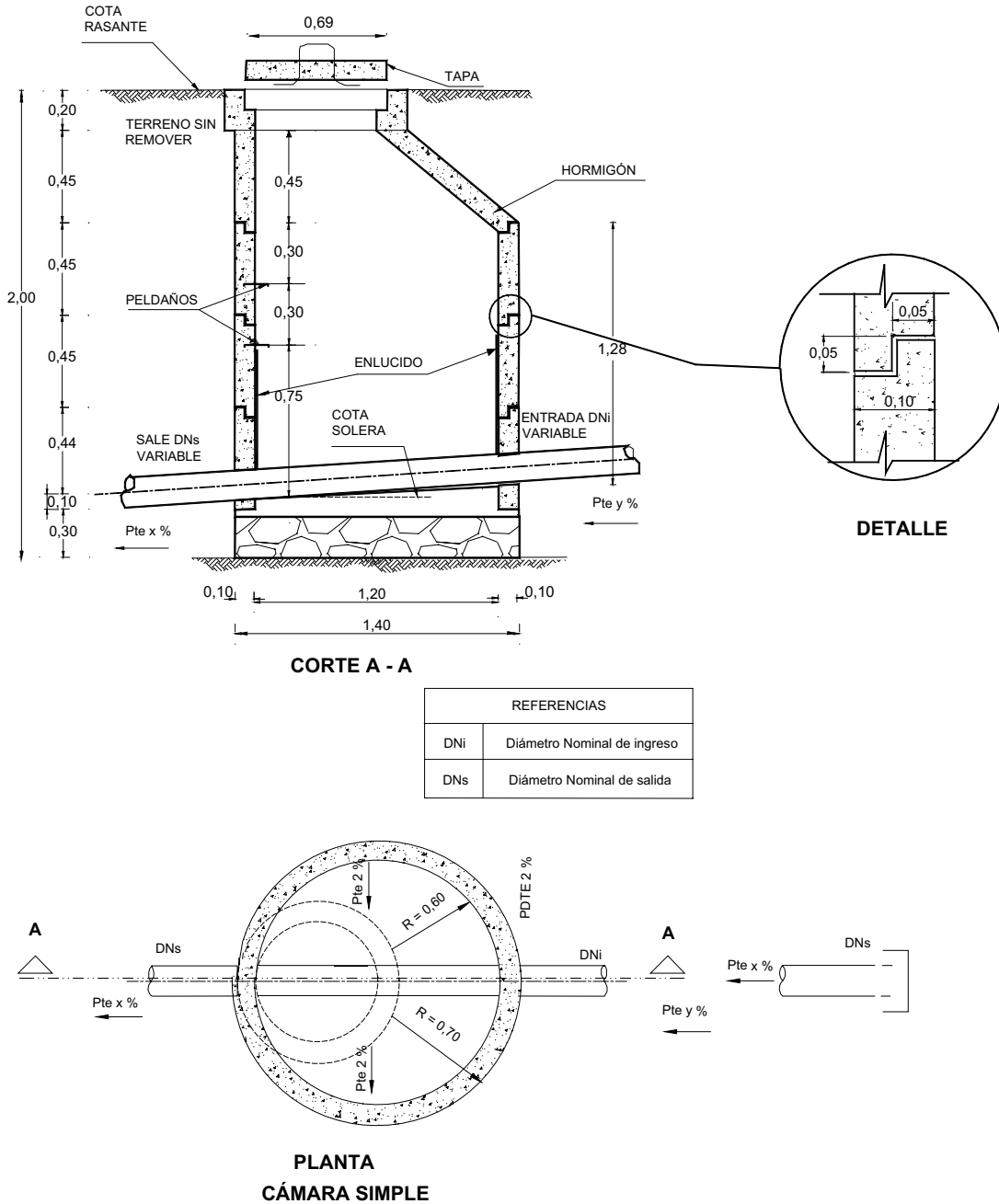


Figura 3 - Cámara de Inspección Prefabricada

Las paredes de hormigón tienen un espesor mínimo de 10 cm, con la parte interna enlucida de cemento-arena de 1:2 hasta una altura de 40 cm a partir de la solera.

Las cámaras ubicadas en áreas de tráfico sujetas a carga vehicular deben contar con el diseño estructural y prever el equipo especial para transporte y montaje.

Las cámaras prefabricadas son más convenientes por la facilidad en la ejecución de los trabajos y el tiempo de su colocación, en comparación a las cámaras tradicionales.

2.2 Cámaras de inspección con caída

Las disposiciones técnicas para el diseño de cámaras de inspección con caída, se definen conforme lo establecido en el numeral **2.5.10** del Capítulo 2 de la norma NB 688.

Las cámaras con caída son estructuras muy frecuentes en terrenos con pendiente pronunciada provistas con el objeto de evitar velocidades de flujo mayores a las máximas establecidas por la norma NB 688.

2.3 Ubicación de las cámaras de inspección

La ubicación y el número de cámaras de inspección deben ser objeto de un estudio especial ya que su costo incide en un porcentaje elevado en la construcción del sistema, por ello es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Ubicar en los arranques de colectores
- b) Ubicar en los cambios de dirección
- c) Ubicar en los cambios de diámetro
- d) Ubicar en cambios de pendiente
- e) Ubicar en los cambios de material de la tubería
- f) Ubicar para vencer desniveles
- g) En las intersecciones de colectores
- h) En tramos largos, de modo que la distancia entre dos cámaras consecutivas no exceda lo establecido

NOTA

Véase el numeral 2.5.4 del Capítulo 2 de la norma NB 688

2.4 Distancia entre cámaras de inspección

Las distancias máximas entre cámaras o tubos de inspección (no visitables) deben definirse en función de los equipos de limpieza previstos y disponibles, conforme a lo establecido en el numeral **2.5.5** del Capítulo 2 de la norma NB 688.

Los espaciamientos recomendables entre cámaras de inspección, son los siguientes:

- 70 metros para colectores de pequeño diámetro 100 mm a 400 mm
- 100 metros para colectores visitables mayores a 700 mm de diámetro
- 150 metros para colectores visitables mayores a 1000 mm de diámetro

La distancia entre cámaras de inspección, está directamente relacionada a la utilización de equipos y métodos de limpieza, sean estos manuales o mecanizados, por tal razón se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Si se utiliza equipo manual como ser varillas flexibles y sus respectivos accesorios, la distancia entre cámaras podrá ser de 50 m a 70 m
- b) Si se utiliza equipo mecánico (Sewer Roder), la distancia entre cámaras puede llegar a 100 m y avanzar aún hasta los 150 m
- c) Si los diámetros de los colectores son visitables y permiten una limpieza directa por un operador, la distancia puede ampliarse a 150 m ó 200 m

3 SIMPLIFICACIÓN ACTUAL

Debido a que el costo de las cámaras de inspección tiene una incidencia importante y muy elevada en la construcción de un sistema de alcantarillado, se recomiendan simplificaciones

que están condicionadas a la disponibilidad de un equipo de mantenimiento y limpieza adecuado, sea éste mecánico o en especial de tipo hidráulico (succión-presión). Este sistema simplificado, además de reducir los costos por unidad de inspección y limpieza, permite incrementar la longitud de inspección, lo que a su vez incide en la reducción de los costos de la red de alcantarillado.

Cuando se disponen de equipamientos adecuados de limpieza para la red, la cámara de inspección puede ser substituida por dispositivos “no visitables” con una Tubería de Inspección y Limpieza Radial (TiL-R)¹, Terminal de Limpieza (TL)² y Cajas de Paso o de transición (CP)³.

Los accesorios simplificados para utilizar en la red son los que se mencionan a continuación:

3.1 Tubo de Inspección y Limpieza Radial (TiL - R) o Pozo de Inspección Visual (PIV)

El (TiL-R) es un dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza, utilizado en los tramos intermedios de la red. Este accesorio está compuesto por el tapón, tubo de inspección y cuerpo, como se muestra en la figura 4. Es autoportante dimensionado para soportar los esfuerzos de tráfico (cargas dinámicas) para diferentes profundidades de instalación.

Su extensión interna perfectamente plana permite el paso de las aguas residuales sin interferencias. La geometría interna de la pieza ha sido concebida de tal manera que facilita la limpieza utilizando el sistema hidrojet (hidro-presión) independiente del tipo de puntera que vaya a ser utilizado. Tiene hembras de acceso en posiciones pre-definidas, y sólo las hembras que reciben la contribución son abiertas de forma sencilla. Son producidos en diámetros de 150 mm a 300 mm.

Los elementos de inspección en las redes deben ser aquellas que presenten mayor seguridad, estanqueidad, menor peso y facilidad de instalación, por lo que se recomienda la utilización de pozos de visita producidos industrialmente en polietileno como la tubería de inspección y limpieza radial (TiL-R), denominado también Pozo de Inspección Visual (PI-V).

¹ TiL-R: Dispositivo no visitable que permite la inspección visual e introducción de equipos de limpieza.

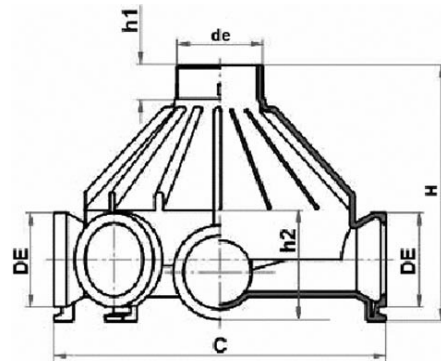
² TL: Tubo que permite la introducción del equipo de limpieza y substituye el pozo de visita en el inicio de los colectores.

³ CP: Caja sin acceso localizada en curvas y cambios de dirección, pendiente, diámetro y material.



TiL RADIAL, modelo 150

Cotas	Valores (mm)
C	800
DE	160
de	200
H	610
h1	92
h2	265



TiL RADIAL, modelo 300

Cotas	Valores (mm)
C	1010
DE	315
de	250
H	1000
h1	110
h2	523

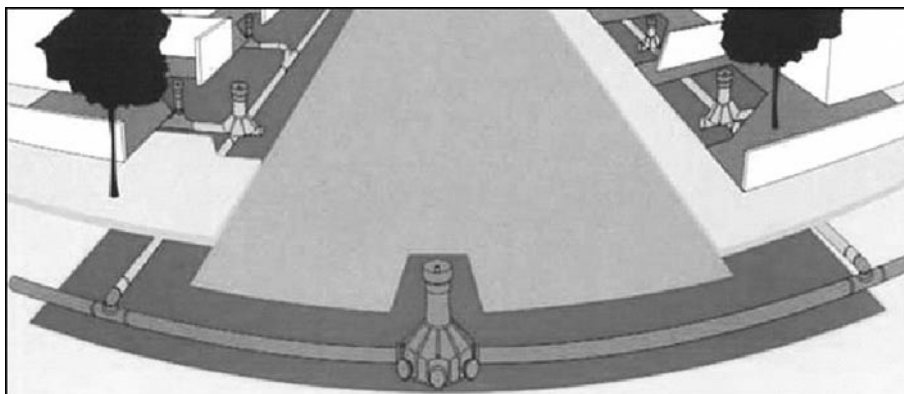


Figura 4 - Tubo de inspección y limpieza (TiL-R)

El TiL-R puede ser localizado en los siguientes casos:

- En los tramos intermedios de la red
- En la reunión de colectores, hasta 3 entradas y una salida
- En los puntos con desnivel de altura inferior a 0.70 m

- d) Aguas abajo de las conexiones domiciliarias cuyas contribuciones pueden acarrear problemas de mantenimiento
- e) En profundidades hasta 3.0 m

En la (TiL-R) que recibe tramos en contra-flujo, debe ser provista una grada de 10 cm, evitando se coloquen nuevas (TiL). En el inicio de la red, donde se prevé futura prolongación de red, debe ser implantado un (TiL-R) o (PV).

3.2 Terminal de Limpieza (TL)

La (TL) es un dispositivo que permite la introducción de equipos de limpieza, localizado en la cabecera o arranque del colector, en los casos de redes ubicadas en las aceras, calles sin salida o vías y, calles secundarias de tráfico liviano. Puede ser usado en sustitución del (PV) en el inicio de los colectores. Este terminal debe ser construído utilizando dos curvas de 45° (véase figura 5).

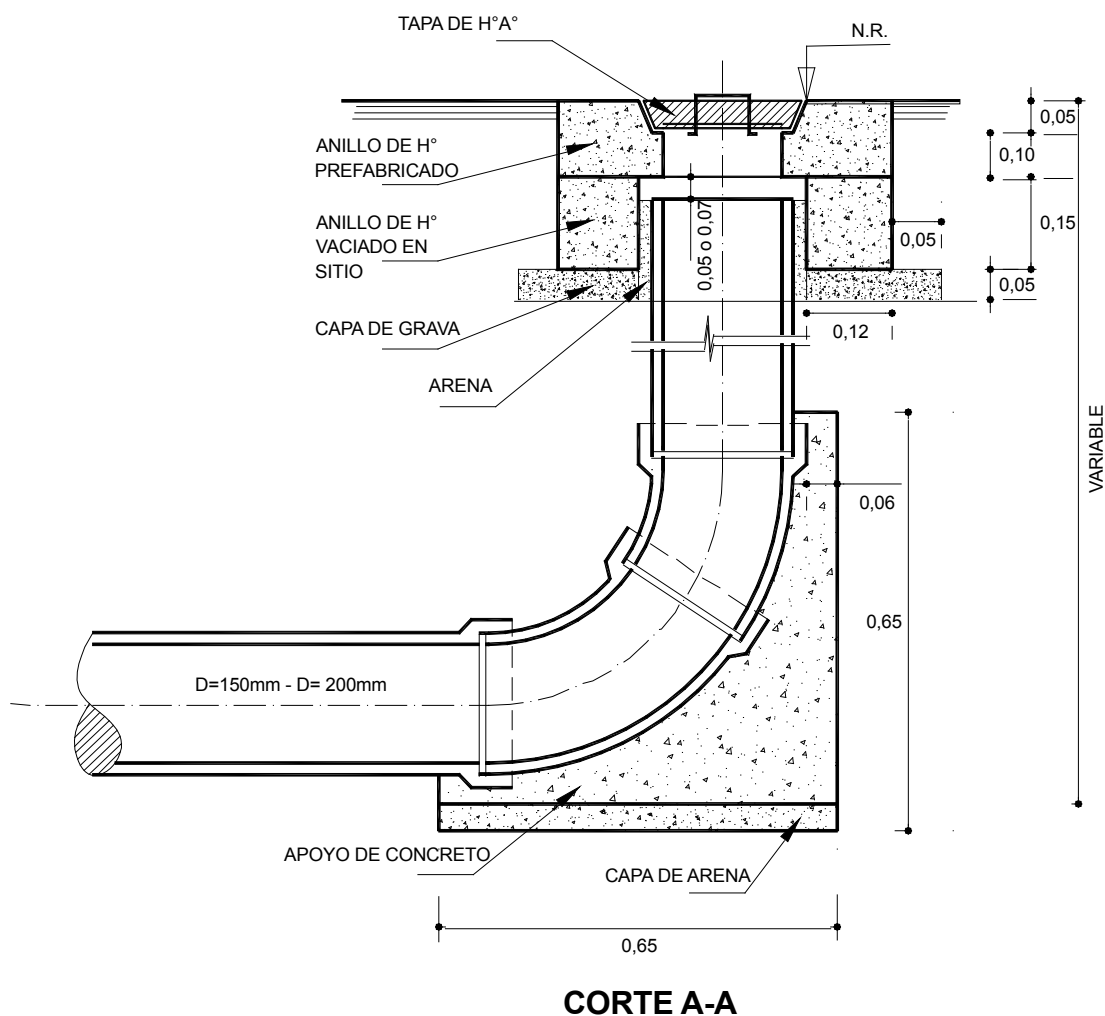
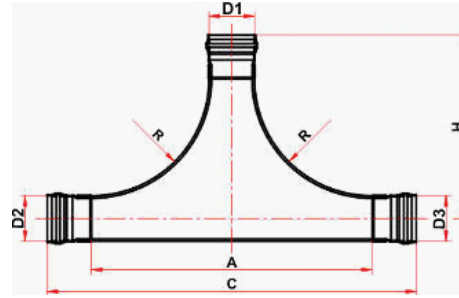


Figura 5 - Terminal de Limpieza (TL)

3.3 Tubo de inspección y limpieza de paso (TiL-P) o de transición (TiL-T)

Es un tubo vertical conectado a los colectores de la red pública que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza, y es utilizado en los tramos intermedios de la red y es un elemento generalmente prefabricado. (véase figura 6).



Modelo 100 x DL100

Cotas	Valores
A	705
C	921.4
D1	110.4
D2	110.4
D3	110.4
H	460.7
R	300

Modelo 150 x DL 150

Cotas	Valores
A	753
C	1046
D1	160.5
D2	160.5
D3	160.5
H	520
R	300

Modelo 200 x DL 150

Cotas	Valores
A	752
C	1095.2
D1	160.5
D2	200.6
D3	200.6
H	542
R	300

Modelo 250 x DL 150

Cotas	Valores
A	753
C	1193
D1	160.5
D2	250.6
D3	250
H	565
R	300

Nota: Valores en milímetros.

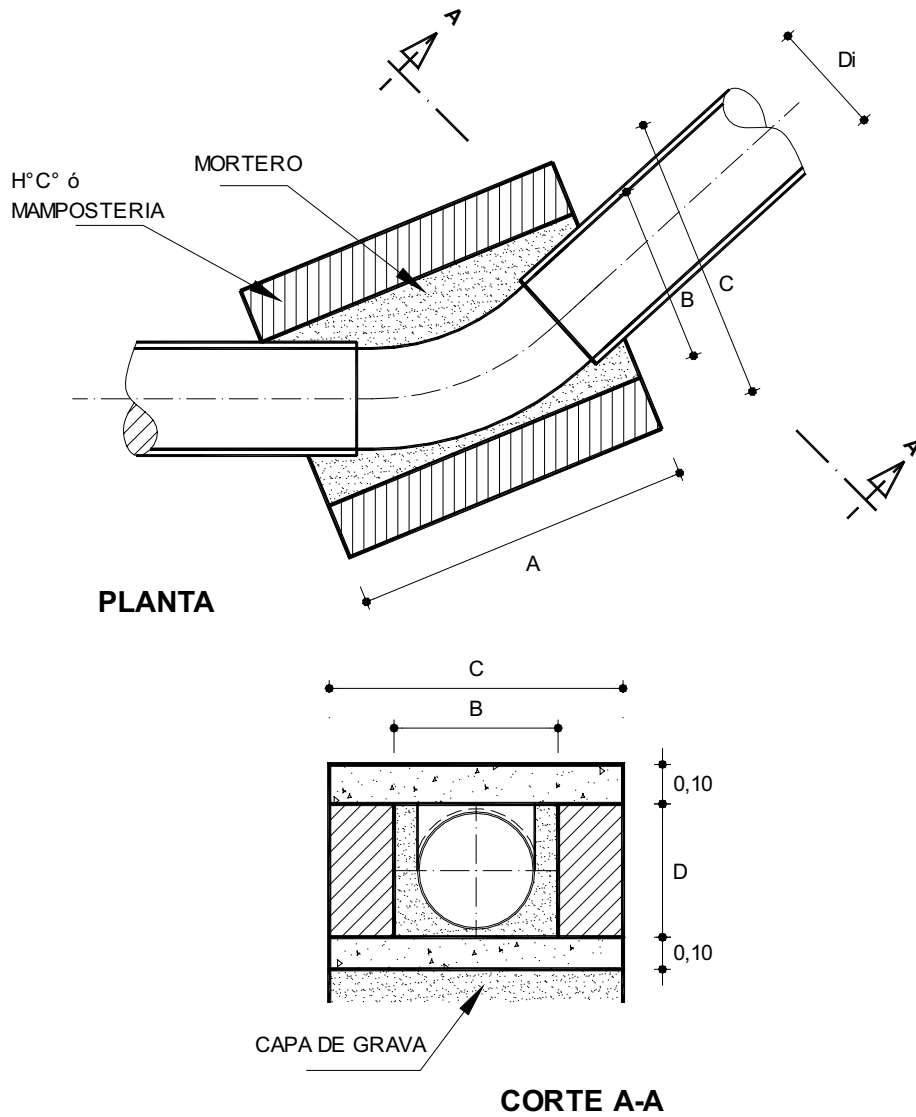
Figura 6 - Tubería de inspección y limpieza de paso o de transición (TIL-T)

3.4 Cajas de cambio

Caja sin acceso utilizada en sustitución de la cámara de inspección o pozo de visita, localizada en los casos en que hubiere curvas y cambio de: Dirección, pendiente, diámetro y material, por necesidad constructiva y que permite el paso del equipo de limpieza del tramo aguas abajo.

3.4.1 Caja de cambio de dirección

En casos de calles curvas, las cámaras de inspección situadas en los puntos de cambio de dirección, hasta 45° de deflexión, pueden ser eliminadas y sustituidas por cajas de paso sin inspección (véase figura 7).



Di mm	A m	B m	C m	D m
150	0,45	0,23	0,53	0,18
200	0,60	0,30	0,60	0,23
250	0,75	0,38	0,68	0,30
300	0,90	0,45	0,75	0,36
375	1,10	0,56	0,86	0,43
450	1,35	0,68	0,98	0,51

Figura 7 - Caja de cambio de dirección 45°

3.4.2 Caja de cambio pendiente

En los casos de cambio de pendientes, y siempre que el colector no tenga una altura de recubrimiento mayor de 3,0 m de profundidad, la cámara de inspección puede ser sustituida por una caja de paso.

La sustitución de cámaras de inspección por cajas de paso, debe ser evitada en tramos donde la pendiente de los colectores fuese inferior a 0,007 m/m (0,70 %) para tubos de 150mm (6 plg) y de 0,005 m/m (0,50 %) para tubos de 200 mm (8 plg)

3.4.3 Caja de cambio de diámetro

En los casos de cambio de diámetro en un tramo de colector, la cámara de inspección puede ser sustituida por una caja de paso sin inspección. Esta solución sólo puede ser adoptada para colectores con profundidad menor a 3,0 m (véase figura 8).

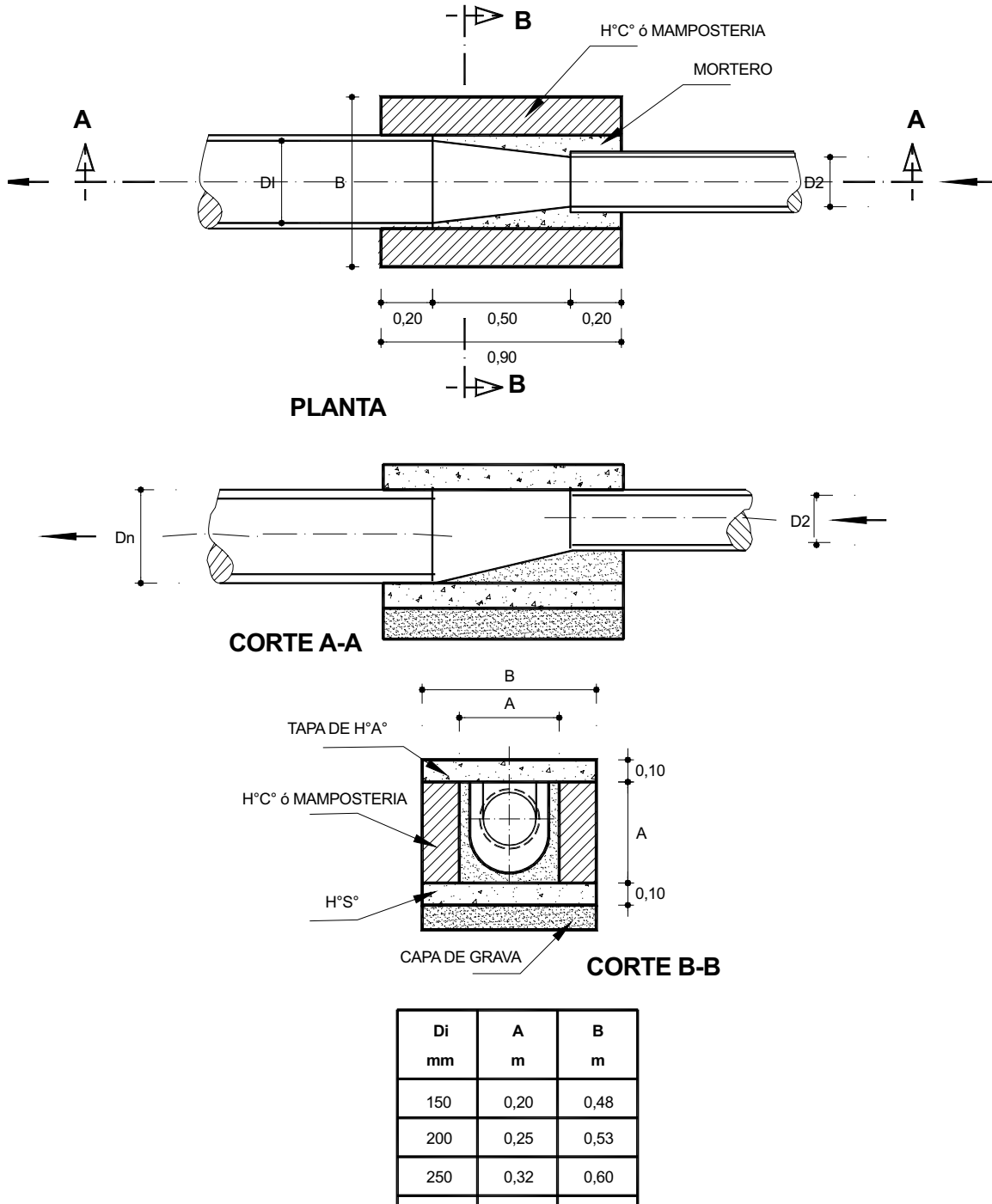
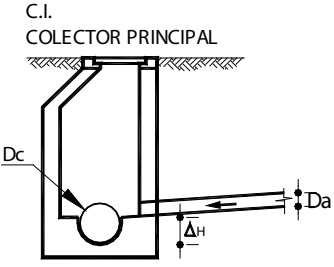
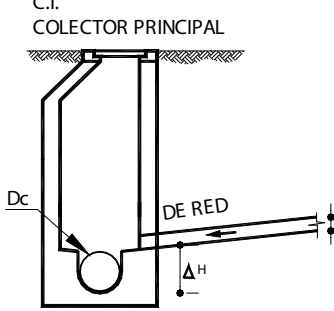
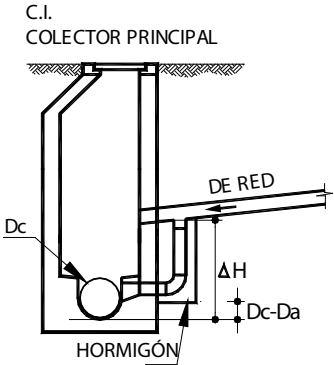
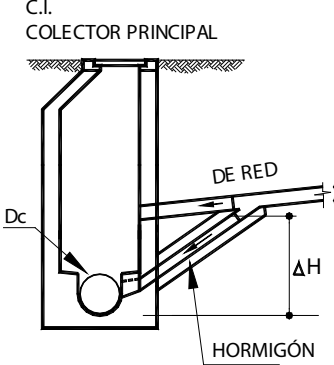


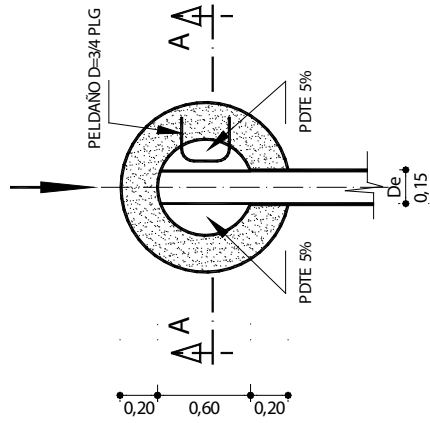
Figura 8 - Caja de cambio de diámetro

OTRAS FIGURAS

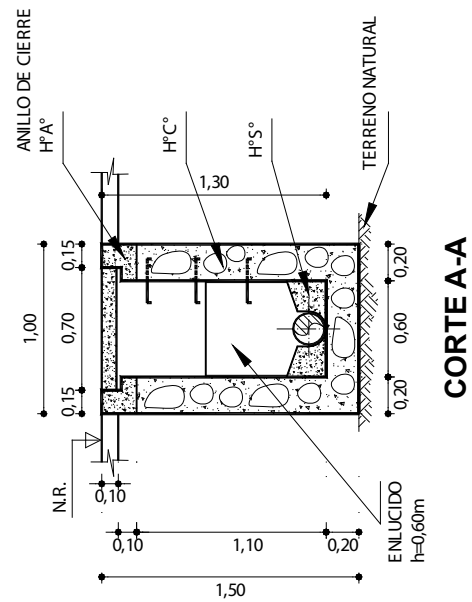
CÁMARAS DE INSPECCIÓN

TIPO	ESQUEMA	OBSERVACIONES
A	 <p>C.I. COLECTOR PRINCIPAL</p> <p>D_c</p> <p>D_a</p> <p>ΔH</p>	<p>CONEXIÓN DIRECTA Da 150 a 400 mm</p> <p>$\Delta H = (D_c - D_a)$</p>
B	 <p>C.I. COLECTOR PRINCIPAL</p> <p>D_c</p> <p>DE RED</p> <p>D_a</p> <p>ΔH</p>	<p>CONEXIÓN CON CAÍDA INTERIOR CONECTA DIRECTAMENTE Da 150 a 400 mm</p> <p>$\Delta H - (D_c - D_a) < 0,80m$</p>
C-1	 <p>C.I. COLECTOR PRINCIPAL</p> <p>D_c</p> <p>DE RED</p> <p>D_a</p> <p>ΔH</p> <p>HORMIGÓN</p> <p>$D_c - D_a$</p>	<p>CONEXIÓN CON CAÍDA EXTERIOR Da 150 a 200 mm</p> <p>$0,80m < \Delta H - (D_c - D_a) < 2,00m$</p>
C-2	 <p>C.I. COLECTOR PRINCIPAL</p> <p>D_c</p> <p>DE RED</p> <p>D_a</p> <p>ΔH</p> <p>HORMIGÓN</p>	<p>CONEXIÓN CON CAÍDA EXTERIOR Da 250 a 400 mm</p> <p>$0,80m < \Delta H - (D_c - D_a) < 2,00m$</p>

CÁMARA DE ARRANQUE T-1 C/TUBERIA D 150 mm
 SIN ESCALA UNIDADES EN m

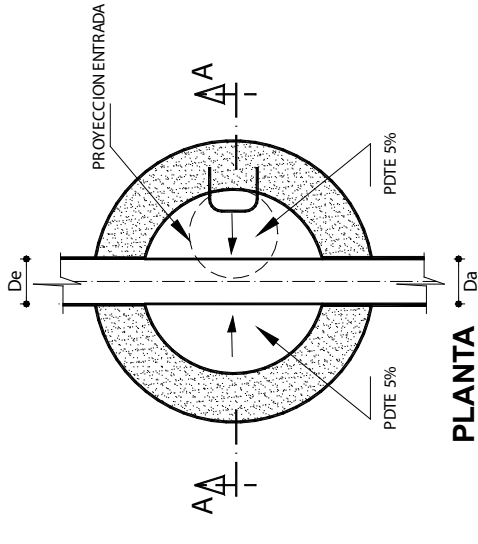


PLANTA

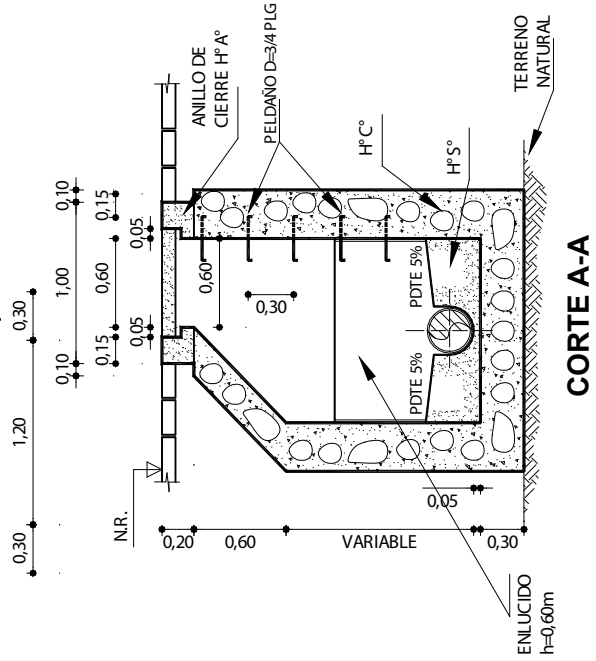


CORTE A-A

CÁMARA TIPO FLUJO DIRECTO
 SIN ESCALA UNIDADES EN m



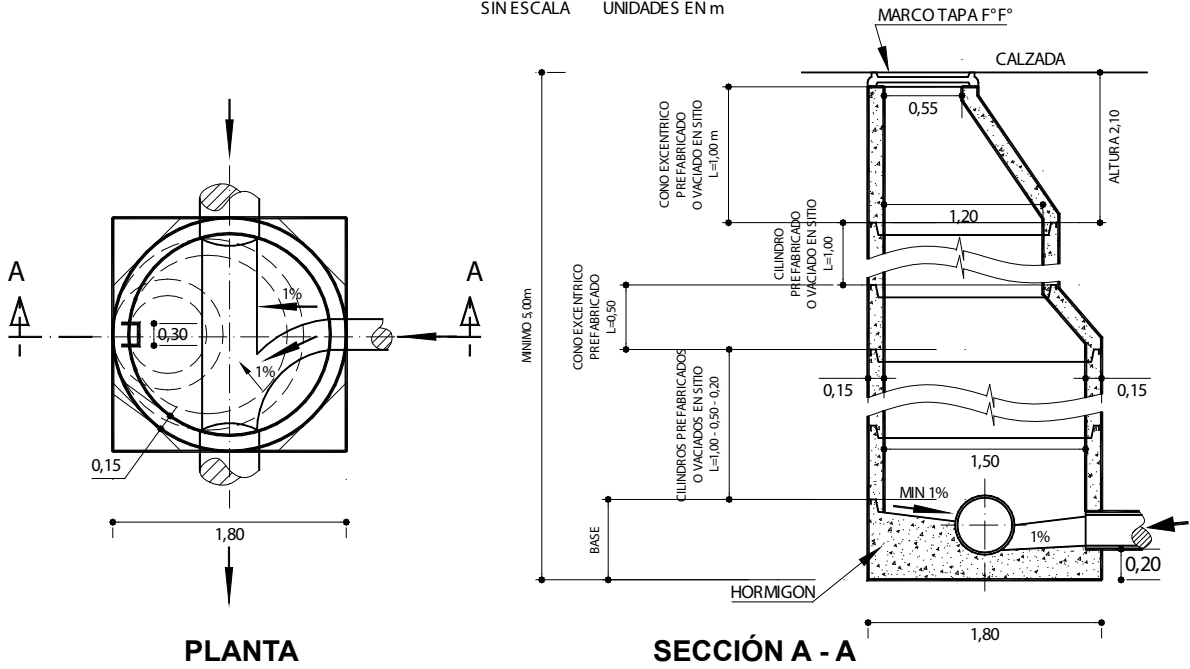
PLANTA



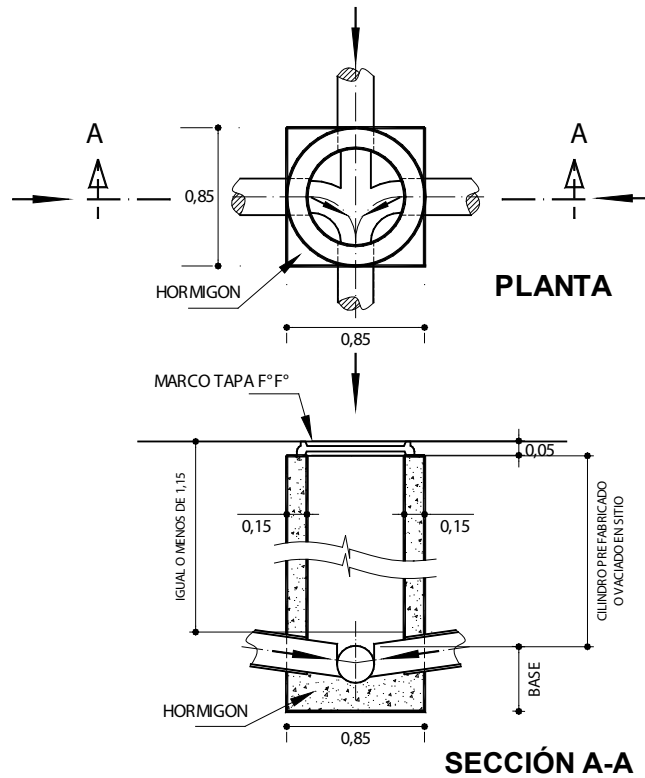
CORTE A-A

CÁMARA DE INSPECCIÓN

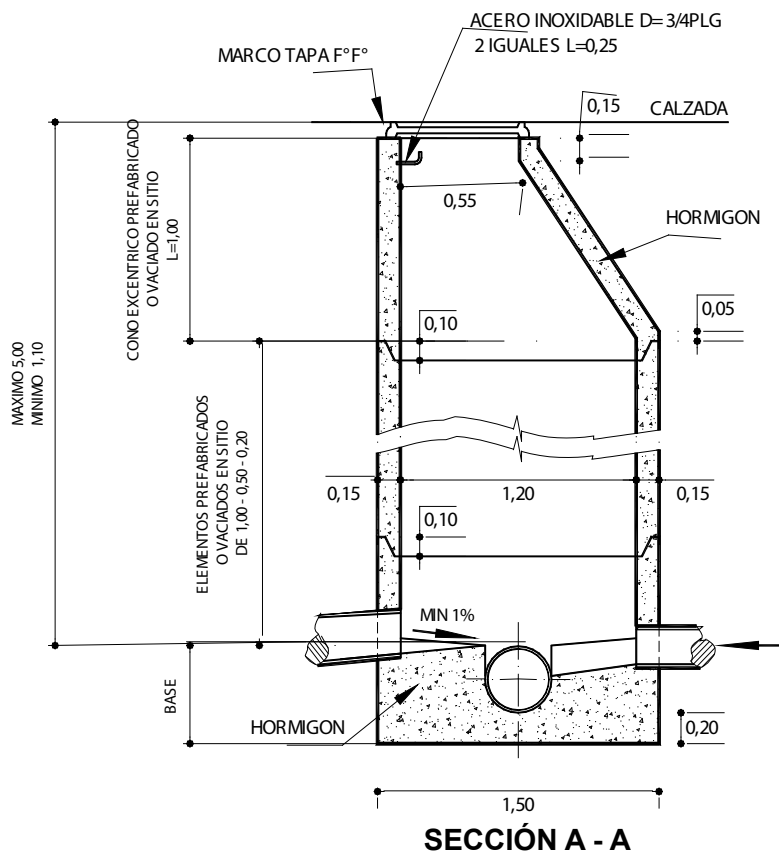
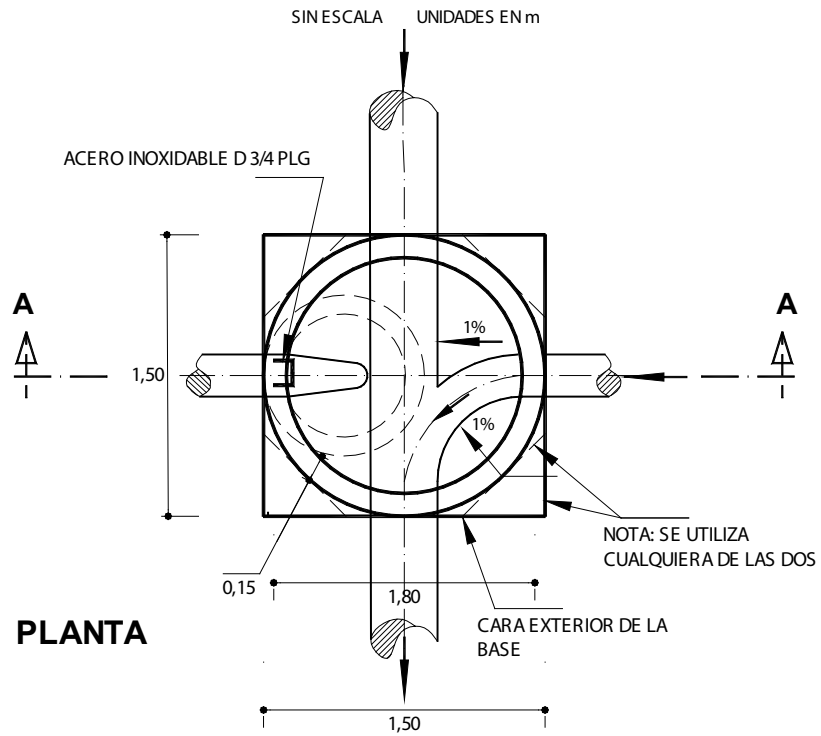
SIN ESCALA UNIDADES EN m



CÁMARA DE INSPECCIÓN



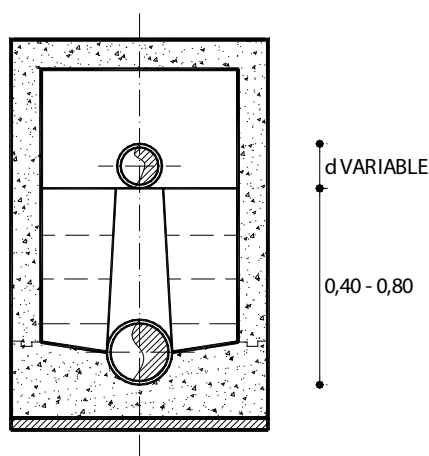
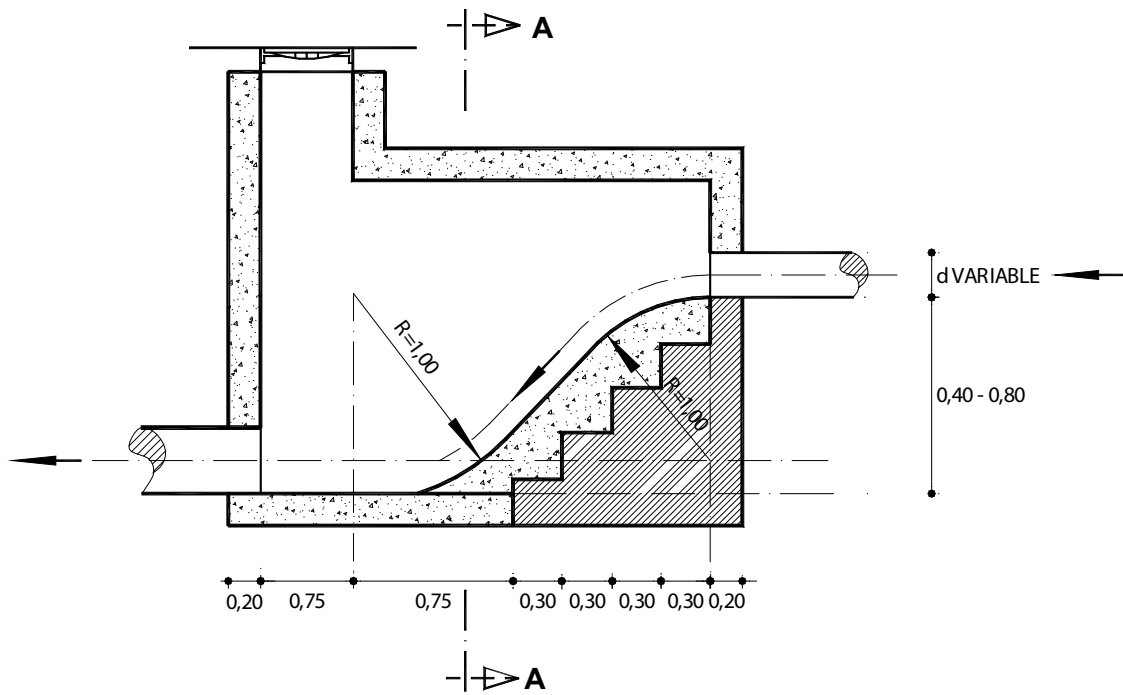
CÁMARA DE INSPECCIÓN



CÁMARA CON CAÍDA

(Para desniveles entre 0,40 - 0,80)

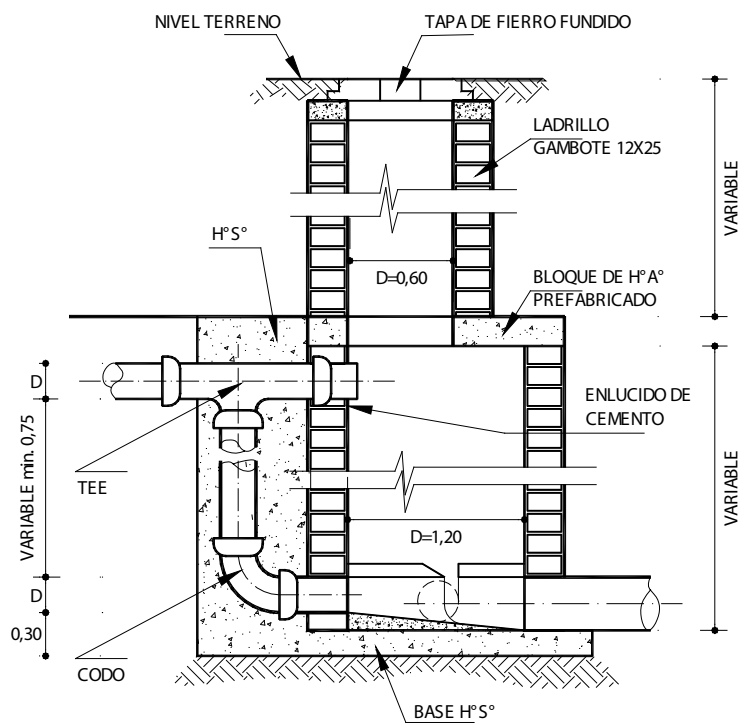
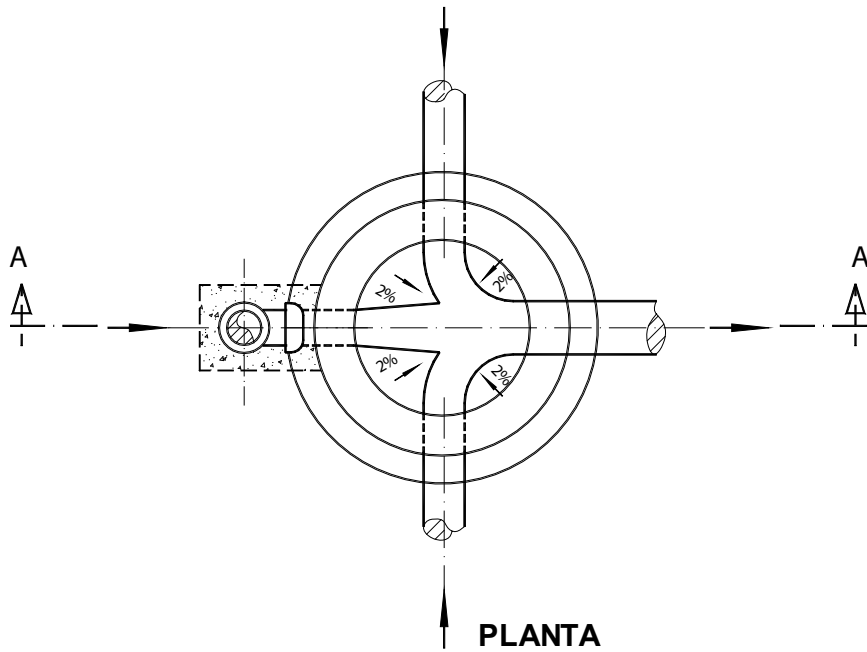
SIN ESCALA UNIDADES EN m



CORTE A - A

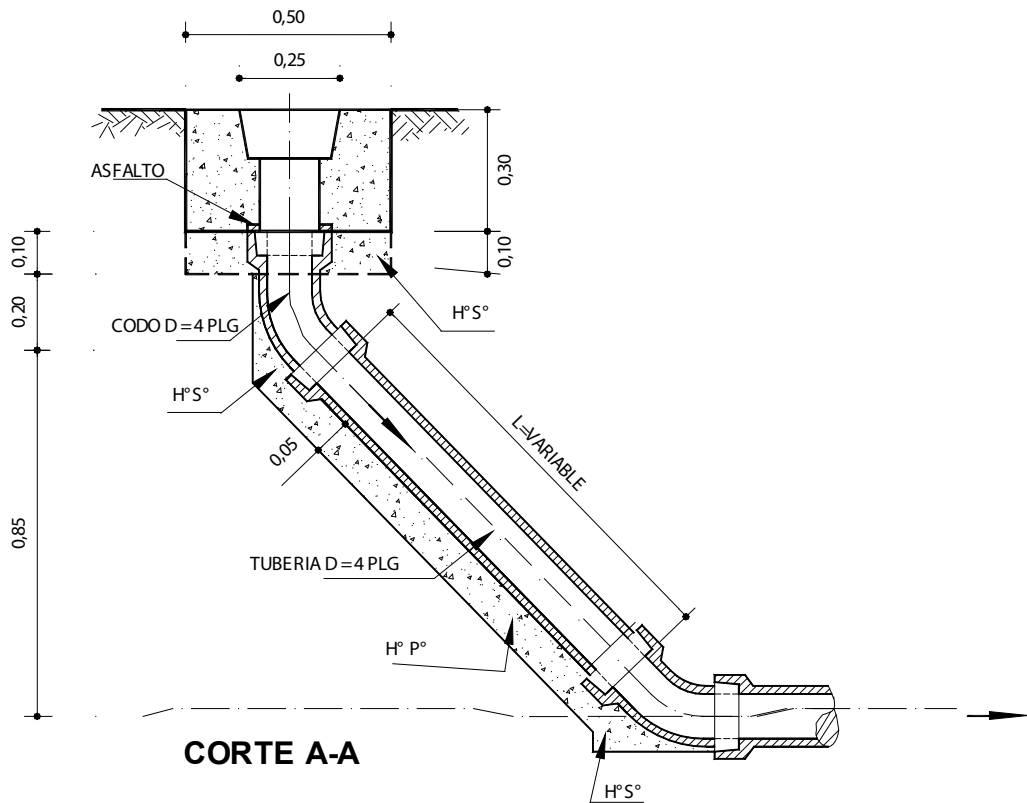
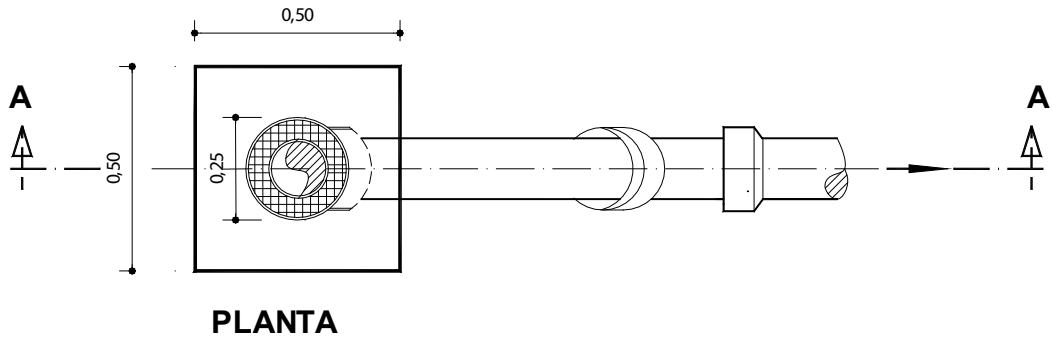
CÁMARA CON CAÍDA

SIN ESCALA UNIDADES EN m



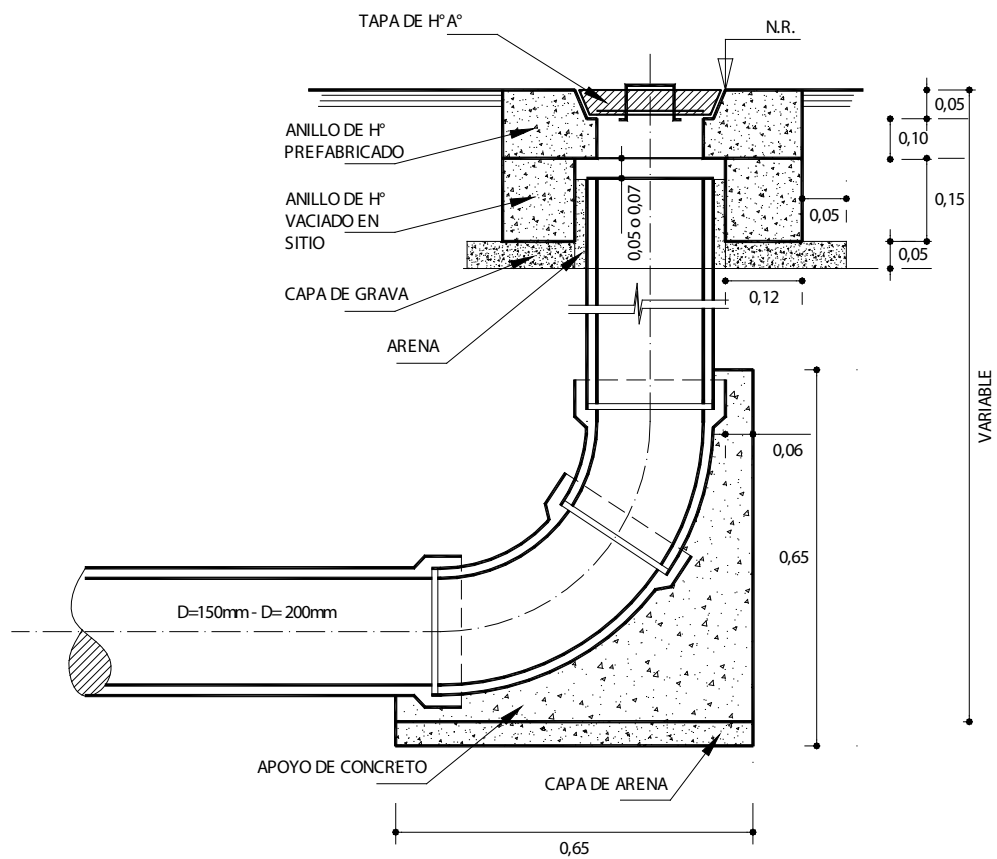
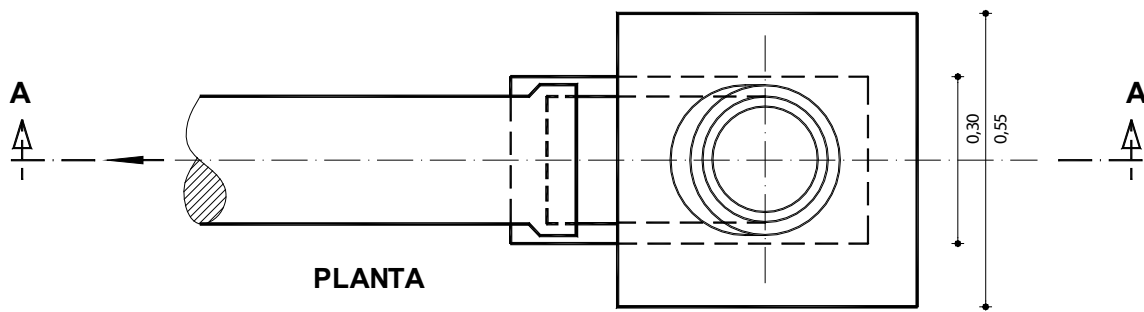
TUBERÍA DE LIMPIEZA (TL)

SIN ESCALA UNIDADES EN m



TERMINAL DE LIMPIEZA (TL)

SIN ESCALA UNIDADES EN m



MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño de conexiones domiciliarias

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS.....	81
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	81
2 ASPECTOS GENERALES	81
2.1 Definición.....	81
2.2 Generalidades de la instalación	81
2.3 Colectores prediales y sub-colectores	82
3 SISTEMAS DE CONEXIONES	82
3.1 Sistema radial - conexiones simples. Alternativa "A"	82
3.2 Sistema radial - conexiones simples. Alternativa "B"	83
3.3 Sistema ortogonal - conexiones simples	83
3.4 Sistema ortogonal - conexiones múltiples	85
3.5 Sistema radial - conexiones múltiples	86
OTRAS FIGURAS	89

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, especialmente en el numeral **2.5.1.2** del Capítulo 2.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar el diseño de conexiones domiciliarias.

2 ASPECTOS GENERALES

2.1 Definición

Conexión domiciliaria es el tramo de canalización que, partiendo desde el colector público, alcanza el límite de propiedad con la primera cámara de inspección domiciliaria. A partir de ese punto, comienza la instalación sanitaria predial o domiciliaria, quedando por tanto, dentro de los límites de la propiedad beneficiada.

Asimismo, esta conformada por un conjunto de tubos, piezas y otros dispositivos necesarios para la conexión de la salida de las aguas residuales domiciliarias a la red del colector público.

La ejecución de la conexión domiciliaria es hecha normalmente por solicitud del interesado cuando la red colectora se encuentra en ejecución o ya en funcionamiento.

2.2 Generalidades de la instalación

La instalación predial de alcantarillado sanitario se destina para colectar y separar de la edificación todos los desechos provenientes del uso del agua para fines higiénicos, encaminándolos a un destino indicado por la entidad prestadora del servicio o municipio.

La disposición de una instalación predial de alcantarillado sanitario debe ser hecha:

- a) A la red del colector público de alcantarillado sanitario
- b) Al sistema particular, cuando no hubiere red pública de alcantarillado sanitario

En las zonas desprovistas de red pública de alcantarillado sanitario deben ser tomadas las precauciones previstas.

En áreas dotadas de red pública de alcantarillado sanitario y a criterio de la entidad prestadora del servicio, pueden ser exigidos determinados dispositivos de tratamiento con la finalidad de proteger la red existente (cajas interceptoras o sifonadas, cajas trampas de grasas, etc.)

Las instalaciones prediales de alcantarillado sanitario deben ser proyectadas y ejecutadas de modo que:

- a) Permita el rápido escurrimiento de las aguas residuales y fáciles desobstrucciones
- b) No permita escapes de gases y formación de depósitos en el interior de las tuberías
- c) Impida la contaminación del agua potable

El diseño de la conexión domiciliaría debe considerar no dañar al colector público y evitar que el mismo no altere las condiciones hidráulicas del colector.

Las conexiones domiciliarias son gestionadas, a través de las entidades responsables (entidad prestadora del servicio, municipio, cooperativa, etc.), debiendo prohibirse cualquier obra por intervención de particulares en la red pública. Estas conexiones deben realizarse bajo control municipal.

Como regla de seguridad de utilización adecuada de la red interna domiciliaria (privada), la sección adoptada de conexión debe tener un diámetro inferior o igual a la del colector público, buscando que en caso de producirse una obstrucción por uso indebido, el efecto se produzca en el tramo de conexión o en el interior de la edificación.

2.3 Colectores prediales y sub-colectores

El colector debe ser de preferencia rectilíneo, debiendo ser colocadas cajas de inspección o piezas de inspección que permitan la limpieza y desobstrucción de los tramos adyacentes impuestos por la configuración del predio o del lote.

El colector predial y los subcolectores deben ser construidos, siempre que sea posible, en la parte no edificada del terreno. Cuando fuere inevitable su construcción en área edificada, deben ser tomados cuidados especiales para protección a los mismos y con fáciles inspecciones.

3 SISTEMAS DE CONEXIONES

En función de la posición de la red colectora en la vía pública, de su profundidad, del tipo de terreno, del tipo de pavimentación, de la época de ejecución de la red en relación a la ocupación de los lotes, de la información de los lotes no edificados, así como motivos de orden económico, pueden ser provistos los siguientes sistemas de conexiones:

- a) Sistema radial - conexiones simples. Alternativa "A"
- b) Sistema radial - conexiones simples. Alternativa "B"
- c) Sistema ortogonal - conexiones simples
- d) Sistema ortogonal - conexiones múltiples
- e) Sistema radial - conexiones múltiples

3.1 Sistema radial - conexiones simples. Alternativa "A"

Es el caso más común en nuestro medio, en el cual el colector público es existente y se procede a efectuar una conexión de la última cámara de inspección de la edificación con la tubería de servicio público, a través de la acometida que tiene un alineamiento con una deflexión de 45° respecto al límite de propiedad. Para éste efecto se realiza una perforación de diámetro similar al tubo de la acometida y, luego se procede a la unión de ambas tuberías, en forma cuidadosa, empleando para ello mortero de cemento. El punto de unión se debe reforzar con el hormigonado de una capa de concreto mínimo de 5 cm de espesor.

Esta alternativa prácticamente es una unión tubo a tubo, tiene el inconveniente que requiere un excesivo cuidado, además afecta la sección hidráulica del tubo, ya que su ejecución casi siempre presenta dificultades por las rebabas (resalto formado por la materia sobrante en los bordes) que se producen en la unión y que pueden originar un taponamiento del colector público.

En todos los casos es recomendable efectuar esta unión con un accesorio o codo, efectuando la perforación en la clave del tubo, garantizando, de esta manera, la entrada de las aguas residuales domiciliarias por la parte superior y manteniendo invariable la sección hidráulica.

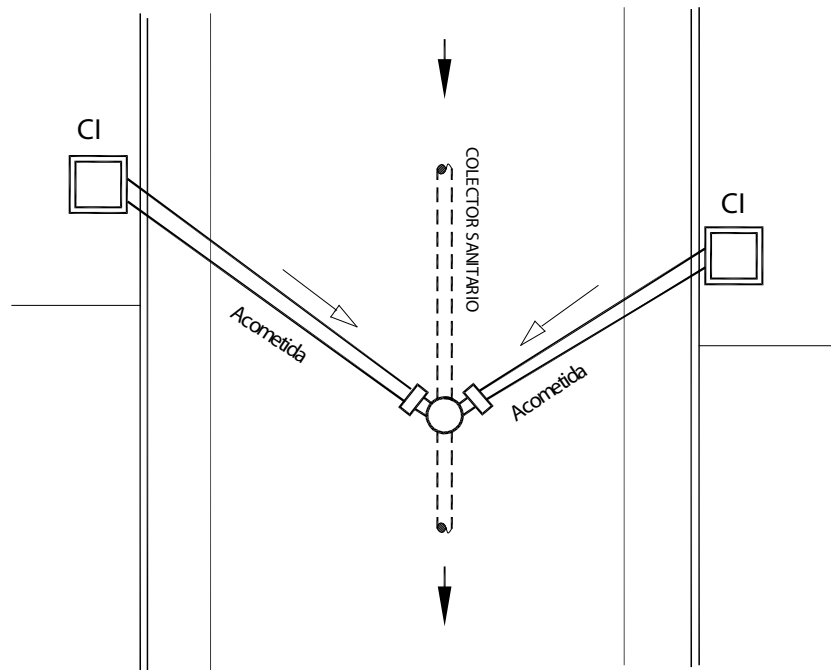


Figura 1 - Sistema radial - conexiones simples. Alternativa “A”

3.2 Sistema radial - conexiones simples. Alternativa “B”

Su utilización es práctica cuando el colector público será recién construido y la urbanización tiene definidos los frentes de los lotes de terreno. En este caso es factible prever la instalación, en el colector público de un ramal en “Y”, cuyo diámetro de derivación sea igual al de la tubería domiciliaria para luego ser extendido hasta la cámara de salida de la edificación.

Tiene la desventaja de que muchas veces, la prolongación del ramal de conexión no coincide con la dirección requerida por la última cámara domiciliaria por lo que se debe modificar y/o forzar su dirección. Por lo tanto, en caso de adoptar esta alternativa, es recomendable complementar la conexión ejecutando la acometida y la cámara de salida de la edificación.

3.3 Sistema ortogonal - conexiones simples

Este tipo de conexión se utiliza cuando la derivación de la “T” de conexión o de la silleta, es encaminada a un único ramal predial; en este caso, la “T” de conexión o la silleta son incrustados en la red colectora en posición tal que el ramal predial quede perpendicular al alineamiento de la propiedad.

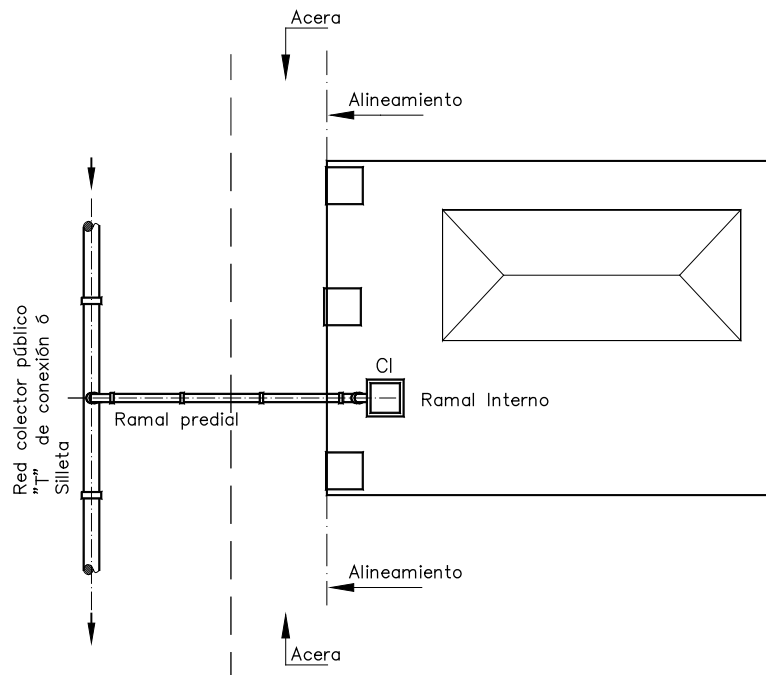


Figura 2 - Sistema ortogonal - conexiones simples

En función de la distancia de la red colectora al alineamiento de los lotes y de la profundidad en que la red es implantada en relación al extremo del ramal interno en la solera, pueden ocurrir los siguientes tipos de conexiones:

- Conexión vertical - la derivación de la "T" de conexión o de la Silleta es dispuesta verticalmente y la conexión del ramal predial con la red colectora es hecha con curva de 45° o ramal de 45° (véase figura 3.a), o también con una curva de 90° o "T" (véase figura 3.b). La conexión podrá ser hecha a través de la Silleta o Selim (figura 3.c), en los casos de conexión de redes existentes.

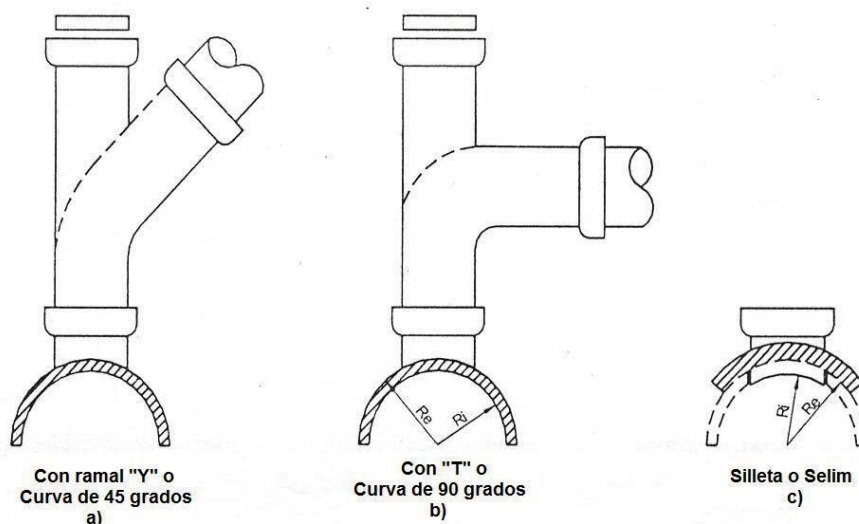


Figura 3 - Conexión vertical

- Conexión a 45° - cuando la distancia vertical es reducida entre el ramal interno y la red colectora, la "T" de conexión es intercalada en la red con la derivación inclinada a 45° en relación a la vertical (véase figura 4).

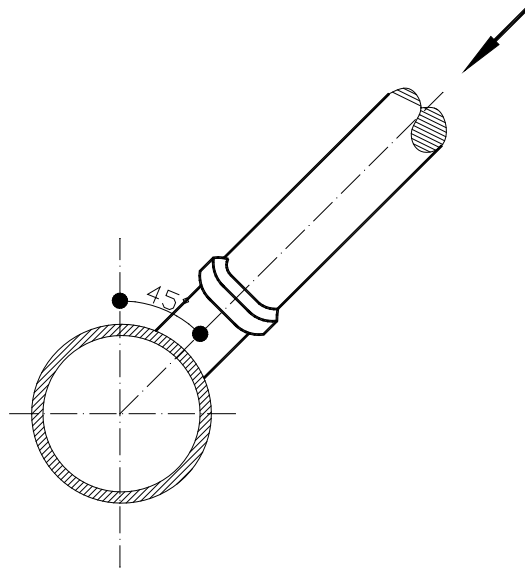


Figura 4 - Conexión a 45°

3.4 Sistema ortogonal - conexiones múltiples

Este tipo de conexión se utiliza cuando, por un único ramal predial contribuyen sus aguas residuales dos o más predios o lotes, a través de sus respectivos ramales internos y sub-ramales prediales, por los siguientes motivos:

- a) La red colectora está en la calzada
- b) La información de los lotes no es conocida
- c) No se desean nuevos daños en el pavimento.

La conexión de los sub-ramales prediales como el ramal predial único debe ser hecha a través de:

- a) Caja de inspección (véase figura 5)
- b) "T" o ramales de 45°, superpuestos.

Esos dispositivos de conexión deben quedar localizados en la acera a fin de permitir fácil acceso para las operaciones de inspección, desobstrucción y limpieza.

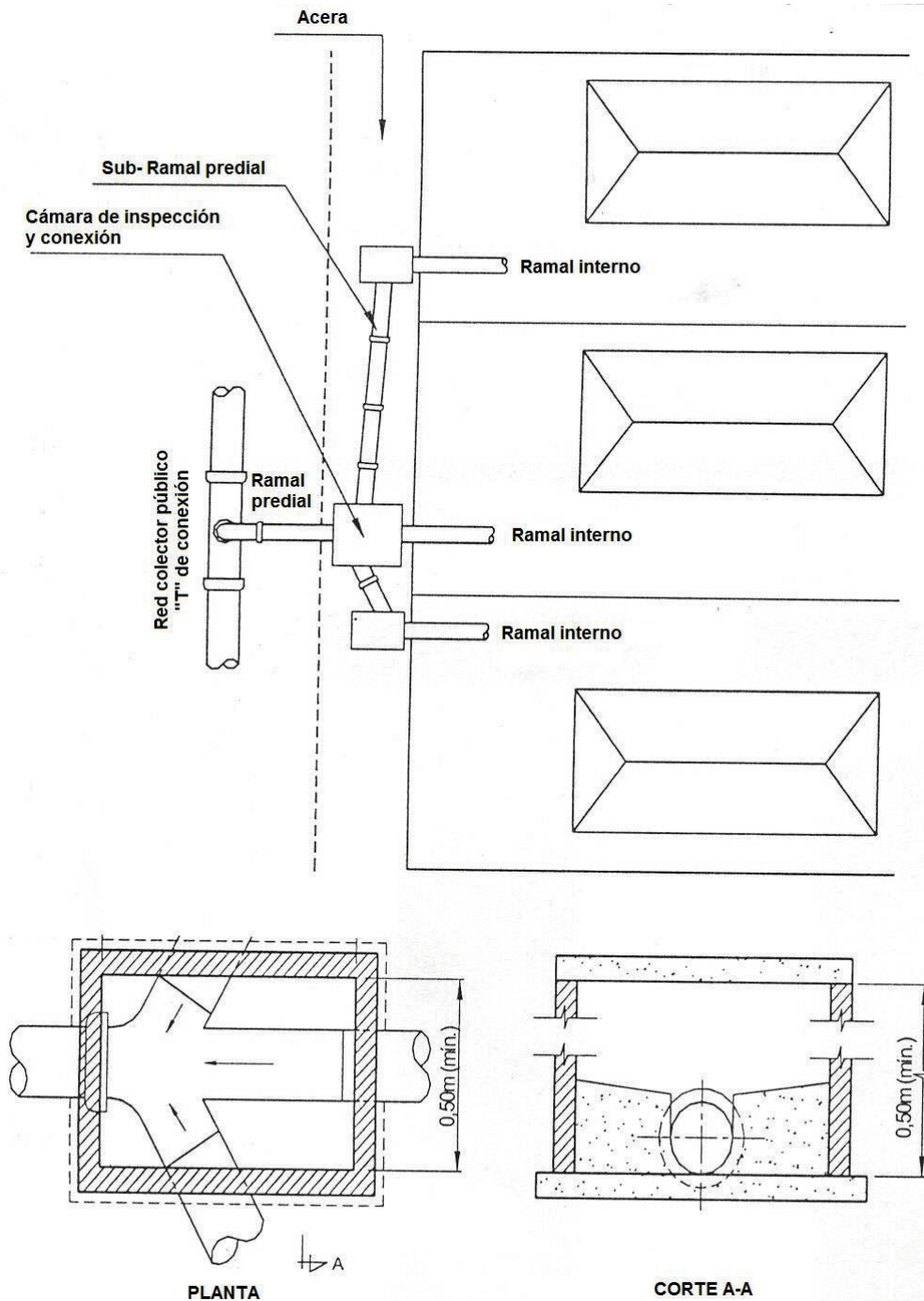


Figura 5 - Sistema ortogonal - conexiones múltiples

3.5 Sistema radial - conexiones múltiples

Este tipo de conexión se utiliza cuando, para la derivación vertical de la "T" de conexión o la Silleta, son encaminados dos o más ramales prediales, debido a los siguientes motivos:

- Cuando las "T" de conexiones ya fueron dejadas en puntos pre-determinados, durante la ejecución de la red colectora, guardando una distancia pre-determinada entre si.
- Cuando no es dejada la "T" de conexión donde es necesaria y/o existe impedimento para la colocación de una silleta.

La conexión de varios ramales debe hecha con "T" o uniones sobrepuestas a la Silleta o a la "T" de conexión incrustadas en la red colectora (véase figura 6).

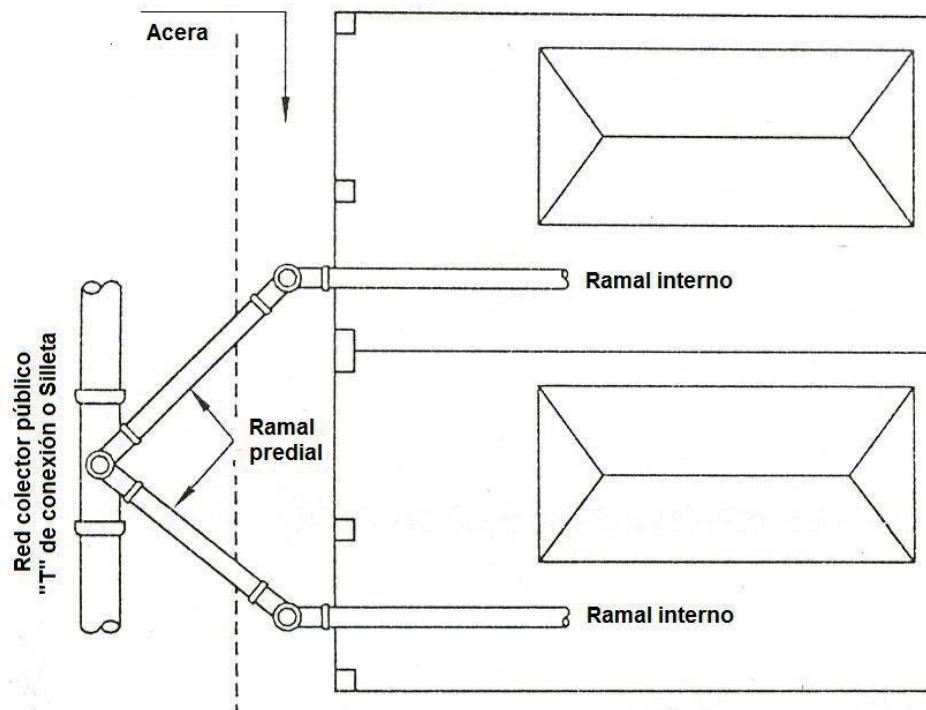
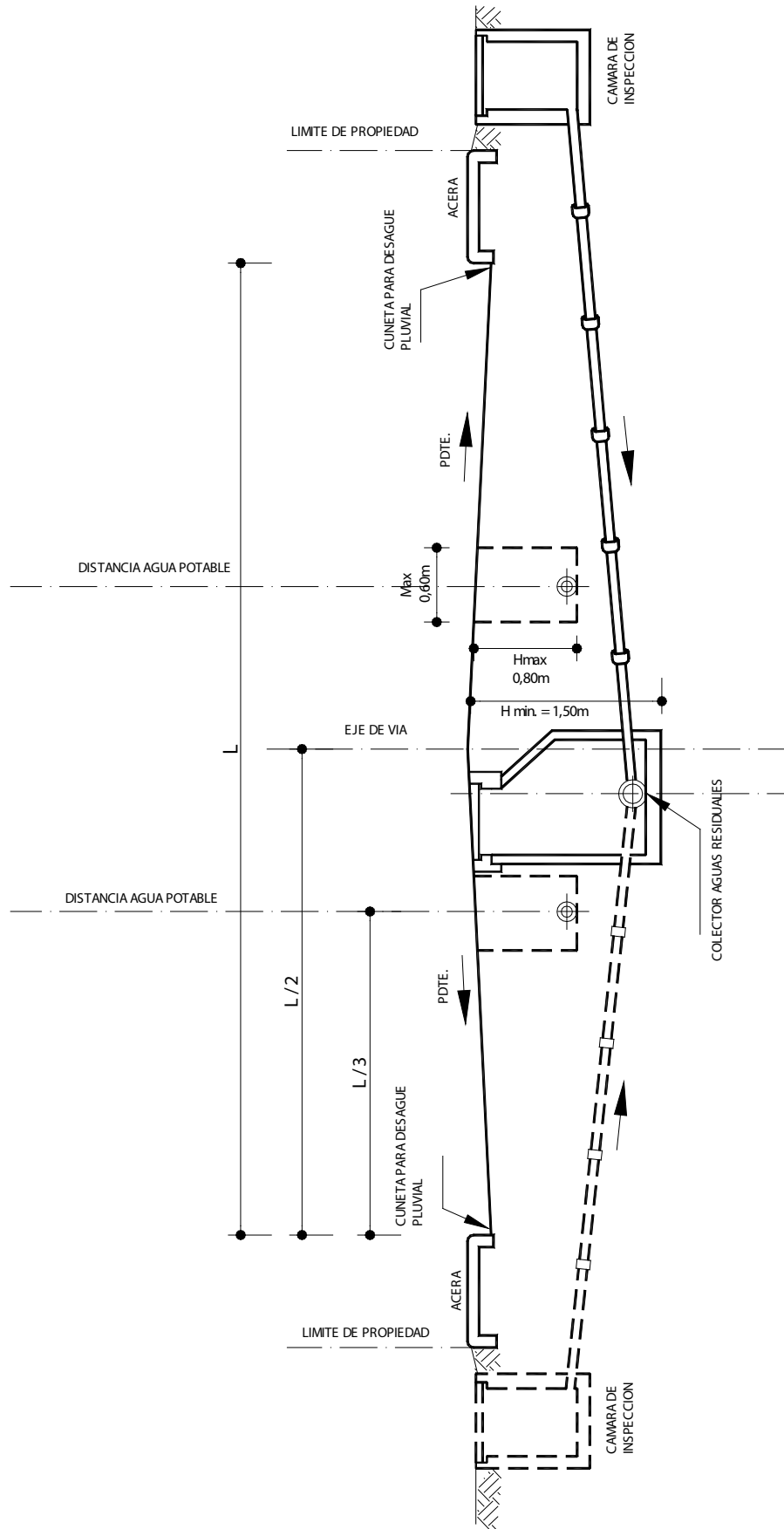


Figura 6 - Sistema radial - conexiones múltiples

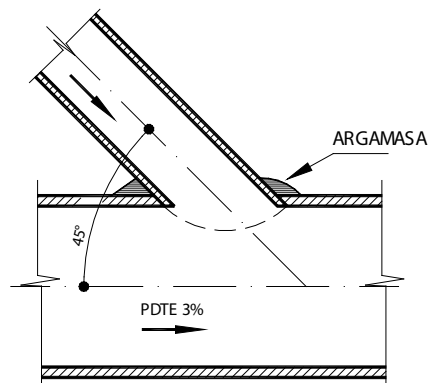
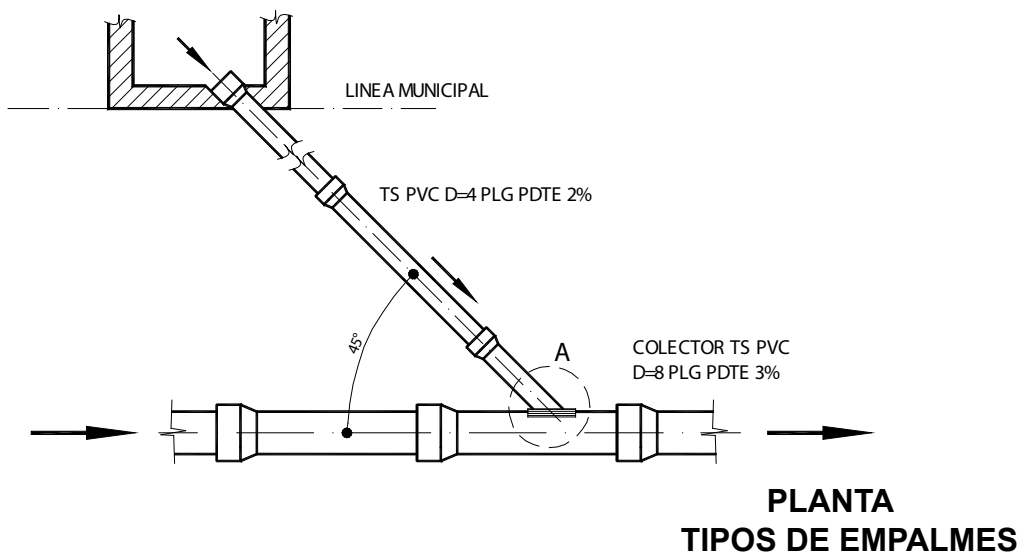
OTRAS FIGURAS

CONEXIÓN DOMICILIARIA
SIN ESCALA



DETALLE DE CONEXIÓN DOMICILIARIA

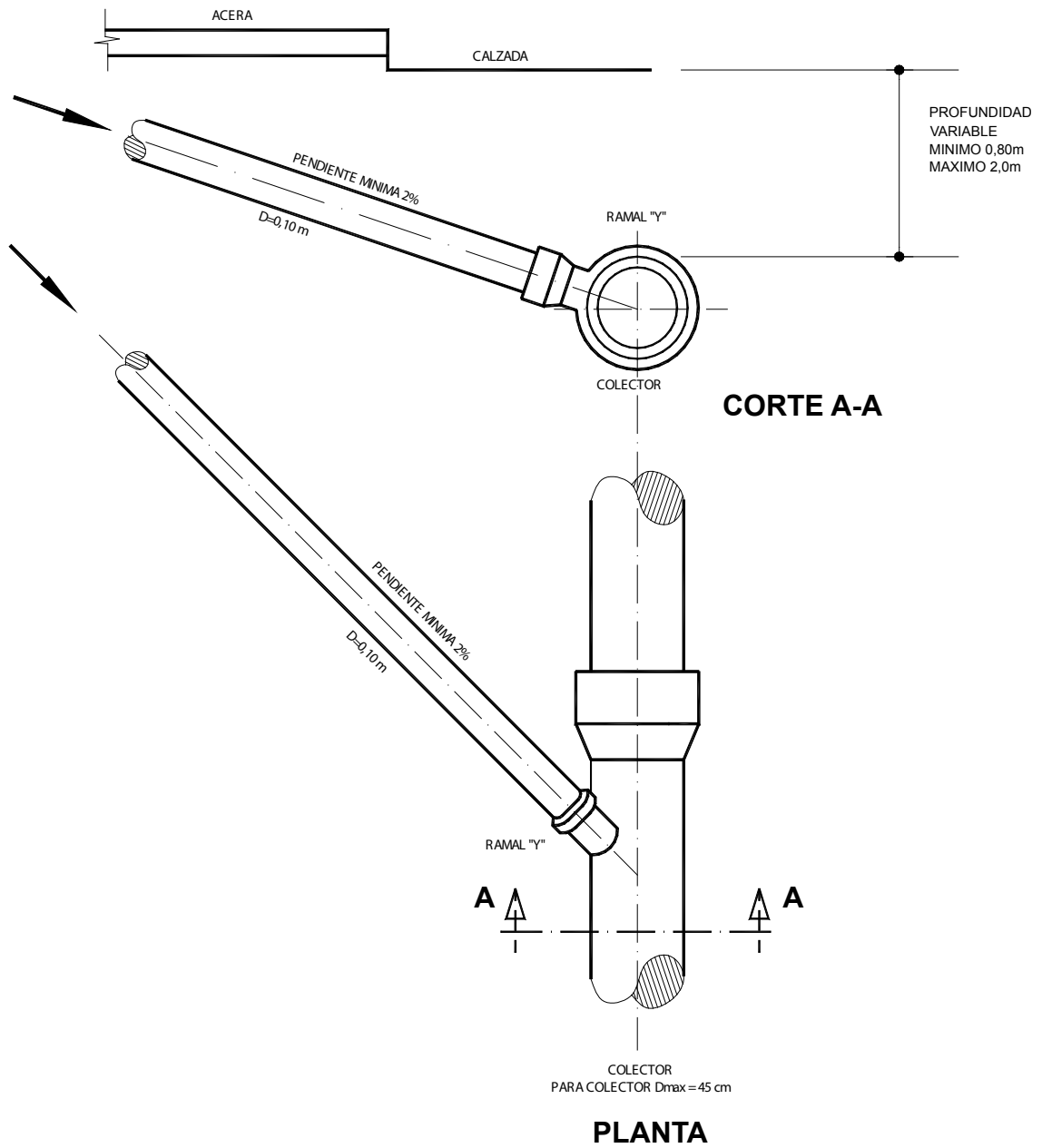
SIN ESCALA



DETALLE A

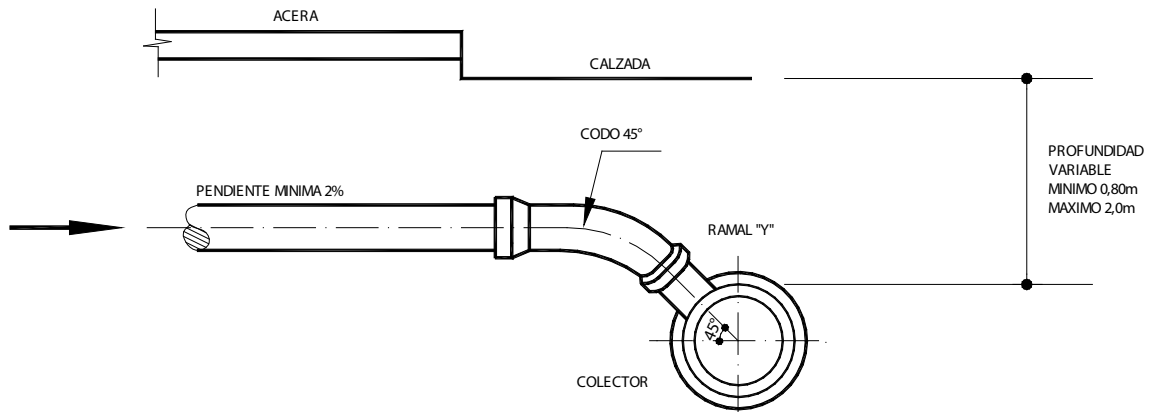
CONEXIÓN DOMICILIARIA TIPO A

SIN ESCALA

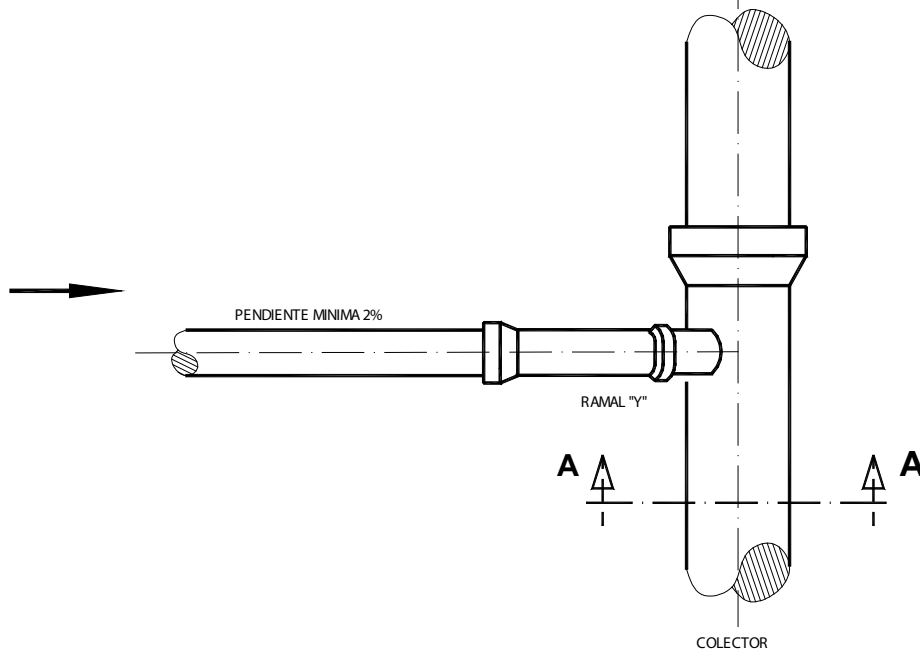


CONEXIÓN DOMICILIARIA TIPO B

SIN ESCALA



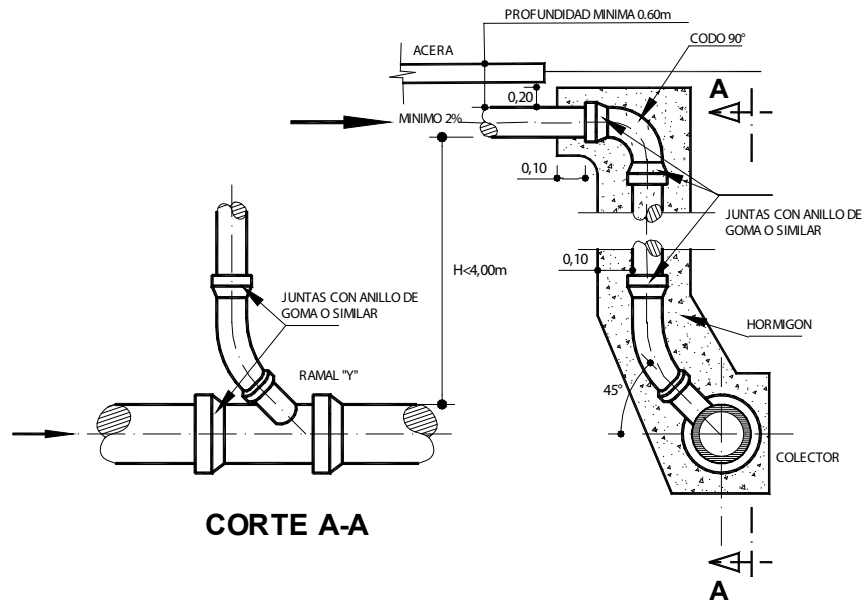
CORTE A-A



PLANTA

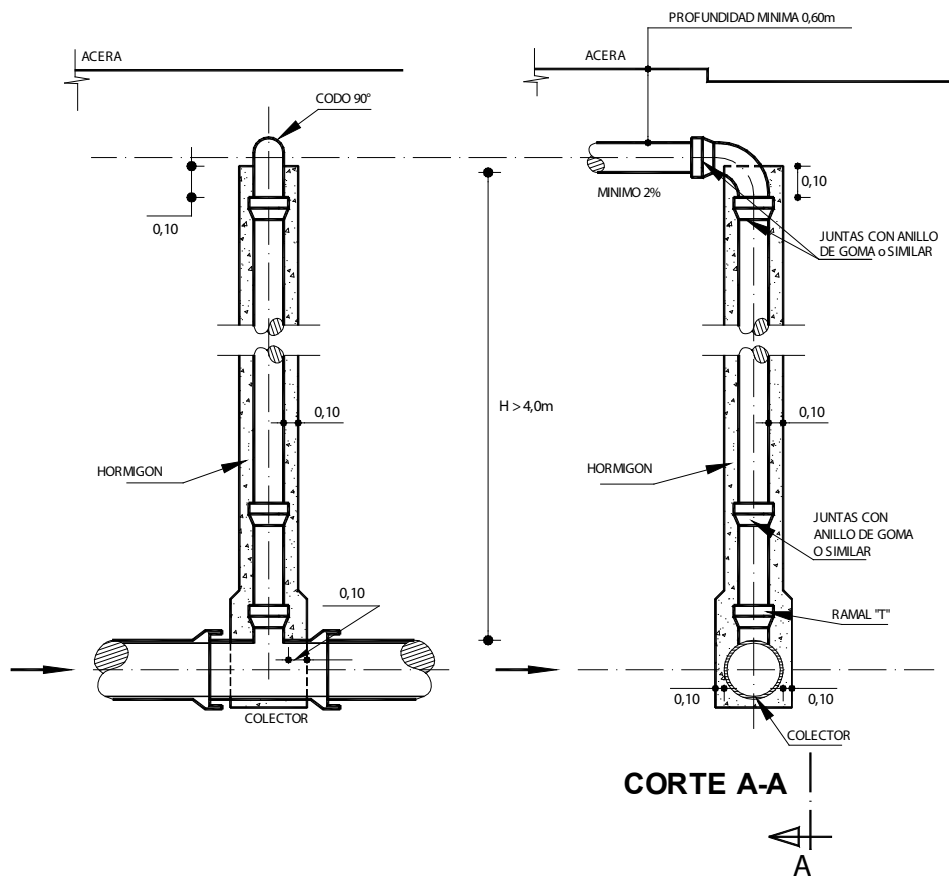
CONEXIÓN DOMICILIARIA TIPO C

SIN ESCALA



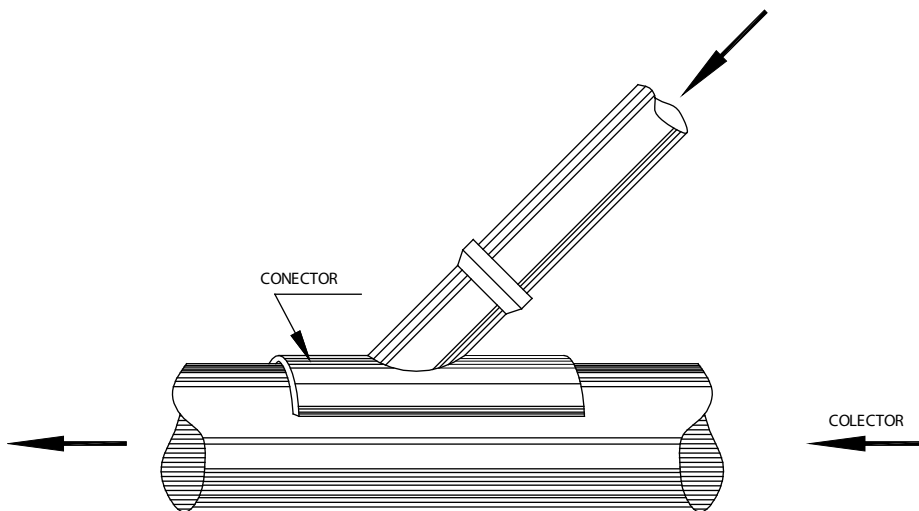
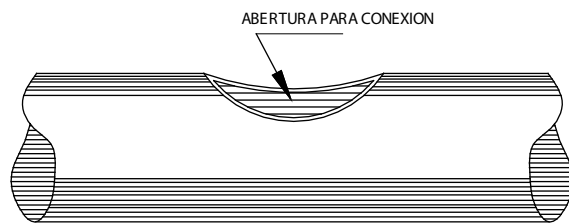
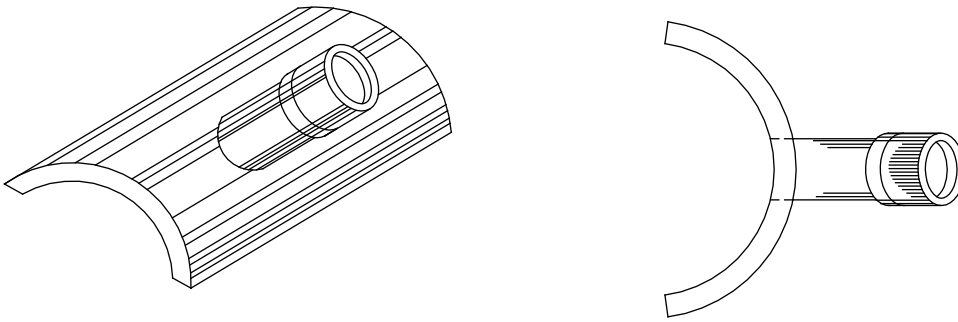
CONEXIÓN DOMICILIARIA TIPO D

SIN ESCALA



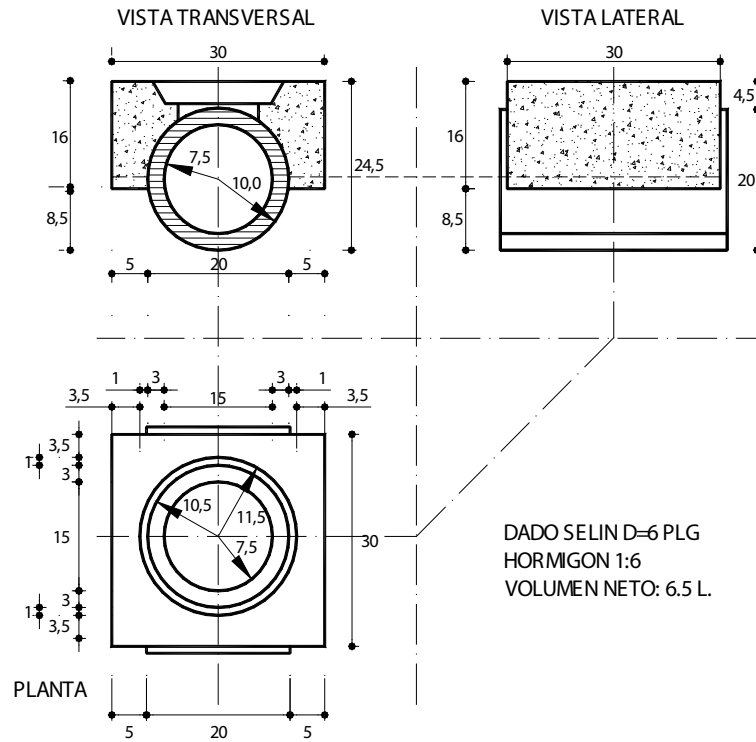
CONECTOR LATERAL PARA PROFUNDIDADES MENORES A 1,20 m

SIN ESCALA

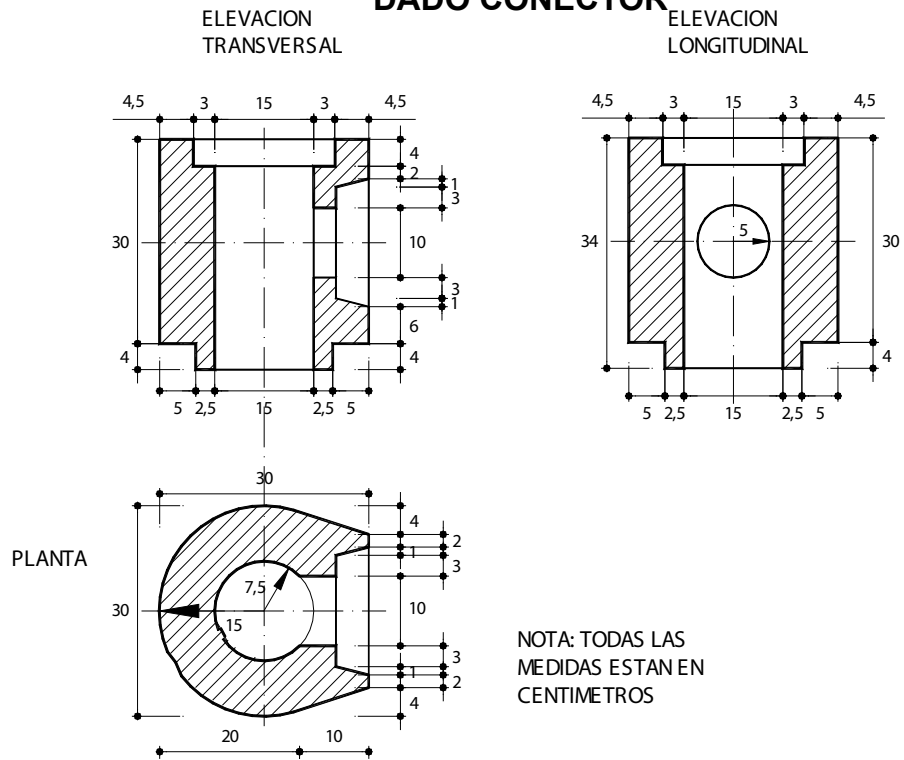


DADO SELIN BASE

SINESCALA

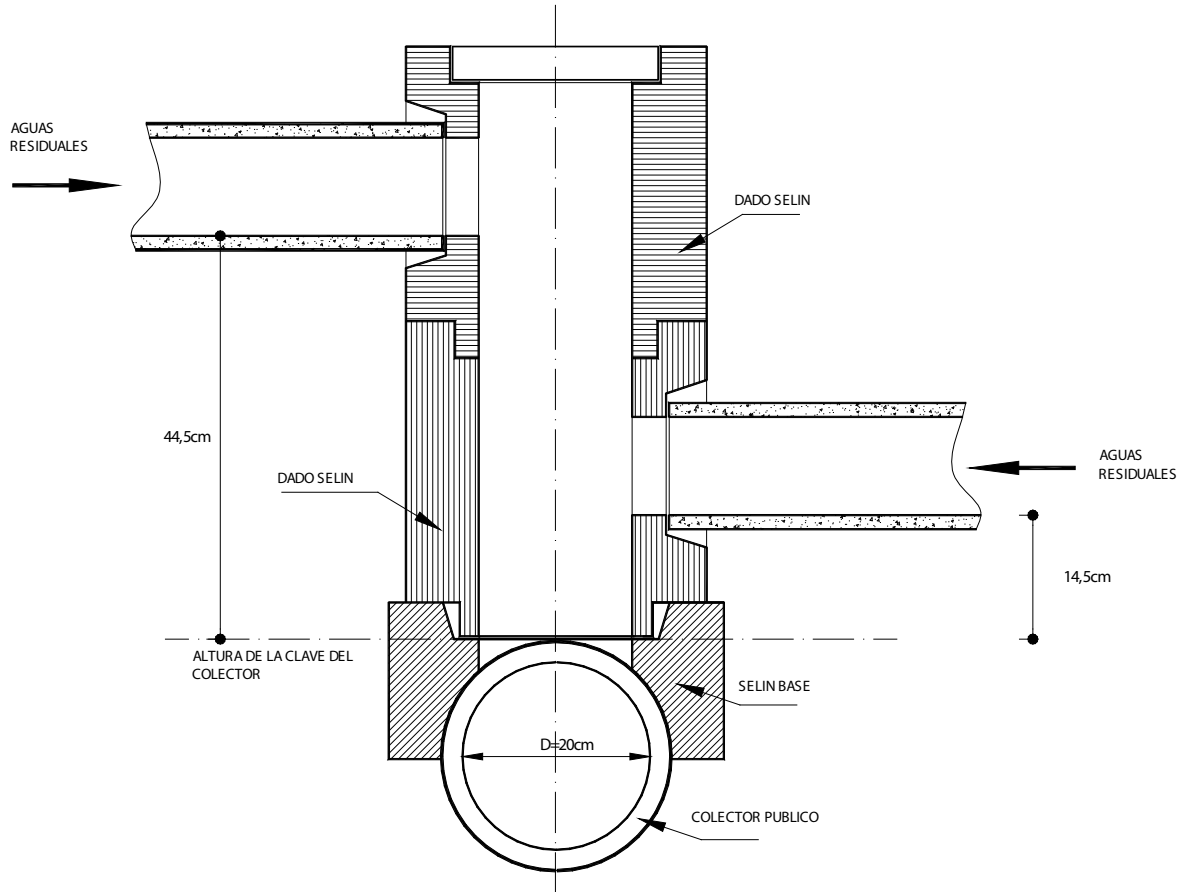


DADO CONECTOR

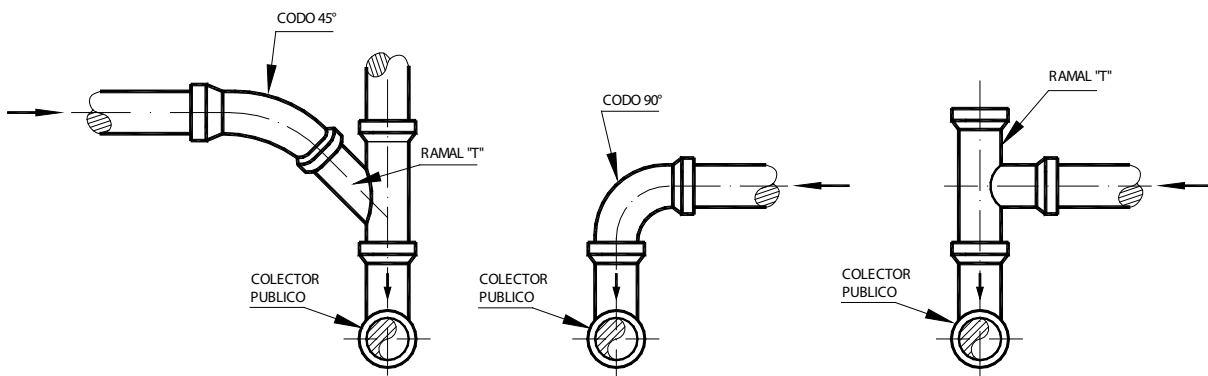


CONEXIÓN DOMICILIARIA CON DADO SELIN

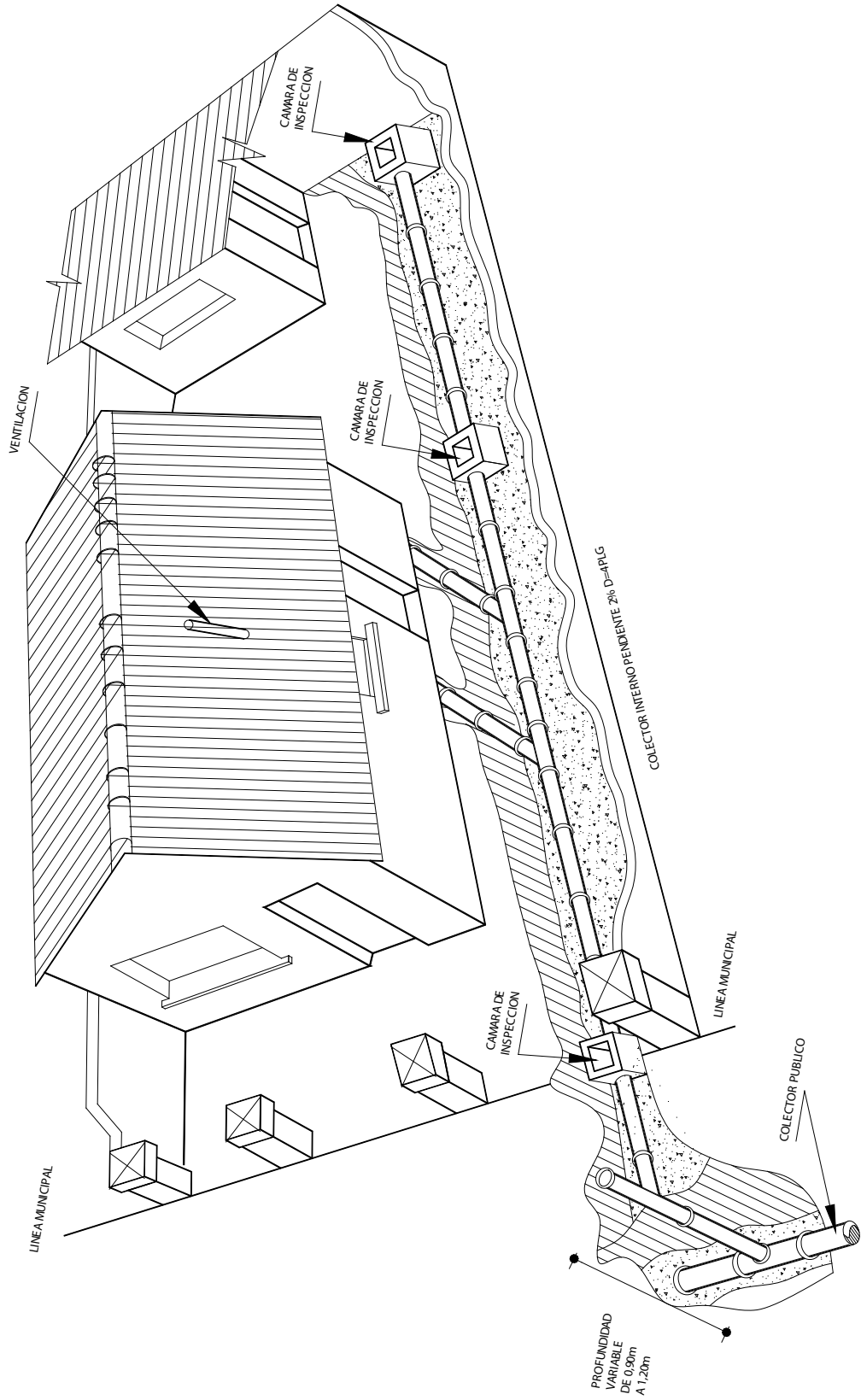
SIN ESCALA



FORMAS DE CONEXIÓN AL COLECTOR



CONEXIÓN DOMICILIARIA SINESCALA



MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño de estaciones de bombeo

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO.....	105
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	105
2 CONSIDERACIONES GENERALES.....	105
2.1 Ubicación.....	106
2.2 Estudios topográficos	106
2.3 Condiciones geotécnicas	106
2.4 Disponibilidad de energía eléctrica	106
2.5 Calidad del agua a ser bombeada	106
3 PARÁMETROS DE DISEÑO	107
3.1 Período de diseño	107
3.2 Caudal de diseño	107
3.3 Colector, interceptor o emisario afluente.....	107
4 CRITERIOS DE DISEÑO	107
4.1 Tipos de bombas y etapas de proyecto.....	107
4.2 Pozos de succión	107
4.3 Control de tamaños de sólidos.....	108
4.4 Potencia de las bombas y motores	109
4.5 Golpe de ariete.....	109
4.6 Válvulas y accesorios.....	109
5 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO	109
5.1 Bombas eyectores neumáticos	109
5.2 Bombas centrífugas	109
5.3 Bombas helicoidales	110
6 SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS.....	110
6.1 Caudal de bombeo	110
6.2 Altura manométrica de la bomba	110
6.3 Número de conjuntos motor bomba	110
6.4 Tuberías de succión e impulsión.....	111
7 DETERMINACIÓN DE LAS UNIDADES COMPLEMENTARIAS.....	111
7.1 Sistema de medición de las aguas residuales	111
7.2 Canales afluentes.....	111
7.3 Instalaciones de cribado (rejas.....)	112
8 INSTALACIONES	112
8.7.1 Sala de bombas	112
8.7.2 Medición y control	113
8.7.3 Caseta de control	113
8.7.4 Accesorios y escaleras.....	113
8.7.5 Iluminación	113
8.7.6 Señalización	113
8.7.7 Ventilación	113
8.7.8 Protección contra incendios	114

8.7.9	Equipos de movilización.....	114
8.7.10	Drenaje de pisos	114
8.7.11	Instalaciones hidráulicas y sanitarias	114
8.7.12	Aislamiento acústico.....	114
9	OTROS DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES.....	114
10	ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA.....	115
10.1	Inspecciones preliminares.....	115
10.2	Pruebas preliminares	115
10.3	Pozo de succión	115
10.4	Bombas y motores	115
10.5	Dispositivos de control	116
11	ASPECTOS DE LA OPERACIÓN	116
12	ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO	116
13	EJEMPLO DE CÁLCULO.....	116
13.1	Características del proyecto.....	116
13.2	Pozo de succión	117
13.3	Impulsión	118
13.4	Pérdidas	119
13.5	Estación de bombeo para el sistema	120
	OTRAS FIGURAS.....	123

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, especialmente en el Capítulo 7.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar el diseño de estaciones de bombeo de aguas residuales.

2 CONSIDERACIONES GENERALES

Las estaciones de bombeo de aguas residuales son necesarias para elevar y/o transportar aguas residuales en la red cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible. En terrenos planos, los colectores que transportan aguas residuales hacia la estación de tratamiento se pueden profundizar de tal modo que se tornaría impracticable la disposición final sólo por gravedad.

Las tuberías de alcantarillado, al funcionar como conductos libres, necesitan tener cierta pendiente que permita el escurrimiento por gravedad, situación que en terrenos planos ocasiona que las mismas, en su desarrollo, cada vez sean más profundas. En consecuencia, las estaciones de bombeo surgen como instalaciones obligatorias en sistemas de alcantarillado de comunidades o áreas con pequeña pendiente superficial.

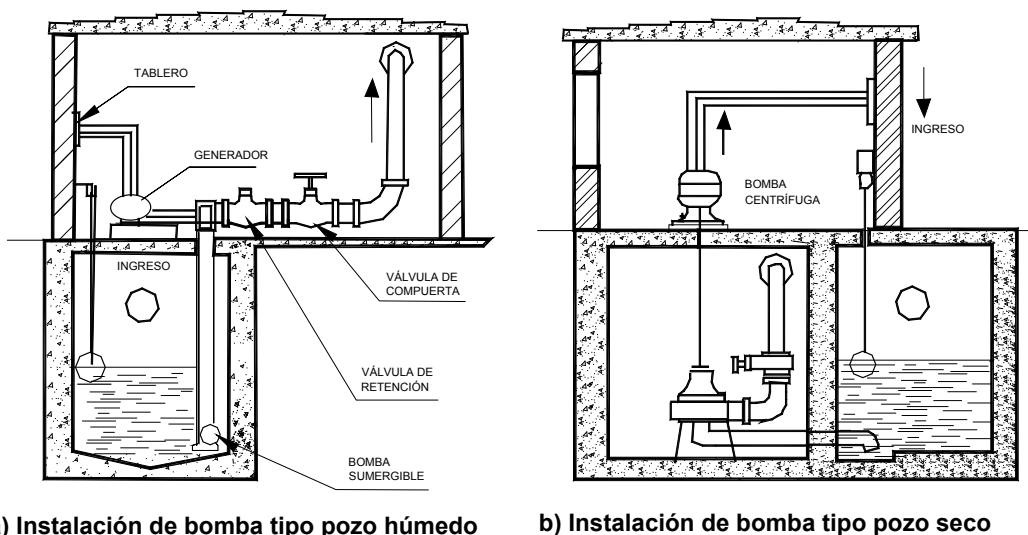


Figura 1 - Estaciones de bombeo

Las aguas residuales son bombeadas con los siguientes propósitos: Para ser conducidas a lugares distantes, para conseguir una cota más elevada y posibilitar su lanzamiento en cuerpos receptores de agua o para reiniciar un nuevo tramo de escurrimiento por gravedad.

2.1 Ubicación

La determinación de la ubicación de una estación de bombeo es de suma importancia, sobre todo en áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, ya que ello determinará en muchos casos el desarrollo completo del área. La parte paisajista o arquitectónica también debe ser considerada en la selección del sitio de tal forma que no afecte adversamente el área vecina.

Entre otros detalles deben considerarse:

- a) Condiciones del sitio
- b) Derecho propietario
- c) Drenaje del terreno y de la localidad
- d) Tipo de tráfico
- e) Accesibilidad vehicular
- f) Disponibilidad de servicios, energía (tensión y carga), agua potable y teléfonos
- g) Nivel freático

La profundidad de las tuberías, o canales de llegada determinan la profundidad de la estructura de la estación de bombeo por debajo del nivel del terreno y determinan también en consecuencia el nivel del piso de la cámara de operación. Todas las estaciones deben diseñarse de tal manera que sean resistentes a los efectos de flotación que pueden producir las inundaciones. Todas las entradas y aberturas no sellables de la estación, deben quedar ubicadas por lo tanto en alturas sobre el nivel máximo de inundaciones esperado.

2.2 Estudios topográficos

Se deben utilizar planos topográficos de la zona a escala adecuada (véase el Anexo A de la norma NB 688).

2.3 Condiciones geotécnicas

Deben establecerse las características geológicas de la zona, al igual que las propiedades del suelo y las características geotécnicas en el sitio de la estación. Para esto, es necesario elaborar un estudio de suelos del sitio (véase el numeral 1.4 del capítulo 1 de la norma NB 688)

2.4 Disponibilidad de energía

Se deben identificar las condiciones para el suministro de energía eléctrica. Se debe tener en cuenta aspectos como la capacidad de generación, la demanda aproximada de energía, la frecuencia de interrupciones en el servicio de energía, la instalación de un transformador propio, pararrayos y el costo unitario de la energía.

Debe disponerse de una fuente alternativa de energía disponible permanentemente para el caso de emergencias. Puede estudiarse la posibilidad de que la estación tenga generación propia de energía, siempre y cuando ésta resulte la alternativa más económica.

2.5 Calidad del agua a ser bombeada

Se debe estudiar la calidad del agua, tanto de sus propiedades fisicoquímicas como biológicas, a fin de proteger los equipos de bombeo de posibles daños.

3 PARÁMETROS DE DISEÑO

3.1 Período de diseño

El período de diseño debe ser definido en función al tamaño de la población y a los componentes del sistema a ser construidos, conforme a lo establecido en el numeral **7.2.1** del Capítulo 7 de la norma NB 688.

3.2 Caudal de diseño

Los caudales de diseño se deben definir conforme a lo establecido en el numeral **7.2.2** del Capítulo 7 de la norma NB 688.

3.3 Colector, interceptor o emisario afluyente

Las características físicas del colector, interceptor o emisario afluyente a la estación de bombeo se deben definir conforme a lo establecido en el numeral **7.2.3** del Capítulo 7 de la norma NB 688.

4 CRITERIOS DE DISEÑO

4.1 Tipos de bombas y etapas de proyecto

La estación de bombeo puede estar conformada por varias bombas. Usualmente, éstas están en paralelo, en el caso de aguas residuales y pluviales. Debe procurarse que las bombas sean del mismo tipo y capacidad, y guardar similitud con equipos existentes. Otros criterios de selección son economía, facilidad de operación, disponibilidad en el mercado y soporte técnico (calidad de las bombas).

Para establecer el número de bombas, pueden seguirse las siguientes pautas:

- a) Debido a que el caudal máximo no se presenta en la etapa inicial, deben seleccionarse bombas iguales que se irán instalando de acuerdo con los requerimientos de las diferentes etapas.
- b) En el caso de bombas pequeñas, deben instalarse como mínimo dos unidades, cada una con capacidad para bombear el caudal máximo, quedando la segunda como reserva.
- c) En estaciones mayores debe ser prevista, además de las unidades necesarias para el caudal máximo, por lo menos una bomba con capacidad igual a la mayor de las bombas instaladas, como reserva.
- d) En la selección de las unidades de bombeo deben observarse cuidadosamente las recomendaciones técnicas (curvas características) y operativas de los fabricantes.

4.2 Pozos de succión

El tiempo de permanencia del agua dentro del pozo no debe ser muy largo puesto que pueden generarse malos olores y gases, sobre todo en el caso de aguas residuales, y la acumulación de lodos en el fondo del pozo. Un valor recomendable del tiempo máximo de retención es 30 minutos. En caso de operación intermitente de la bomba, se recomienda un máximo de 3 a 5 arranques por hora en bombas horizontales y verticales. Para bombas sumergibles el número permitido de arranques por hora es 10. El tiempo recomendable de un ciclo de bombeo debe estar entre 10 y 20 minutos y el ciclo de operación no debe ser menor de 5 minutos.

La profundidad del pozo a partir del nivel del terreno debe determinarse de acuerdo con las siguientes consideraciones:

- a) Cota solera del afluente.
- b) Diferencia de altura entre el nivel de aguas máximas y el nivel de aguas mínimas. Es recomendable que ésta diferencia no sea menor que 1 m, en la mayoría de los casos, admitiéndose 0,10 m, por encima y por debajo para activar la alarma cuando fuese necesaria. En pequeñas estaciones, se puede reducir este rango, hasta un mínimo de 0,60 m.
- c) Altura requerida para la instalación de la bomba y otros elementos para garantizar que la bomba opere en condición sumergida, manteniéndose el nivel mínimo y proporcionando las condiciones necesarias para que la bomba opere siempre ahogada (nivel de aguas residuales igual o superior al plano que pasa por el eje del rotor). Esta submergencia debe ser tal que la columna líquida sobre el eje de la toma de succión, sea como mínimo 2,5 veces el diámetro de la referida toma. En casos especiales, siempre que sean justificados, se puede admitir que solamente durante la partida la bomba quede sumergida.
- d) El nivel de aguas máximas debe estar por debajo de la cota de solera del colector más bajo que descarga en el pozo, excepto en aquellos casos donde sea útil aprovechar el volumen adicional si se deja parcialmente sumergido el colector de llegada.

El fondo del pozo debe tener una inclinación mínima de 45° hacia la boca de succión, y el ancho mínimo deber estar alrededor de 1,5 m.

El volumen requerido en el pozo de succión depende de la operación de bombeo. Si la bomba puede bombear a una tasa similar al caudal de entrada (velocidad variable), el almacenamiento requerido en el pozo de succión es menor que si se tiene una tasa de bombeo constante.

El pozo de succión puede tener dispositivos adicionales como compuertas y desvíos para controlar el flujo afluente. De esta manera es factible aislar la estación y verter el afluente a un curso de agua receptor adecuado de descarga cuando exista la necesidad. Estos elementos son necesarios en estaciones medianas y grandes, recomendándose la automatización de las compuertas en estas últimas. Para poblaciones mayores a 50 000 habitantes es recomendable disponer de mediciones telemétricas para su control.

Para el caso de bombas centrífugas, la carga mínima positiva de succión debe estar alrededor de 3 veces el diámetro de la tubería de succión, si ésta existe. Las velocidades recomendadas en la tubería de succión son de 1,0 m/s, y en la tubería de impulsión de 1,5 m/s. Estas velocidades deben ser confrontadas por las especificaciones técnicas de las bombas específicas en consideración. El diámetro mínimo de la tubería de succión es 100 mm (4 plg). Para diámetros mayores de 0,6 m en la impulsión, debe hacerse un análisis económico de costo mínimo (diámetro económico).

4.3 Control de tamaños de sólidos

Para evitar que los sólidos del agua residual afluente perjudiquen el funcionamiento de las bombas, deben ser removidos antes que las aguas lleguen al pozo de succión, mediante rejas de limpieza. Éstas deben ser instaladas al final de los conductos afluentes, inmediatamente aguas arriba del pozo de succión. La separación mínima entre las varillas de las rejas debe ser 50 mm. Dependiendo del tamaño de la estación y la cantidad de sólidos que se vayan a retener, la limpieza de las rejas puede hacerse desde operación manual hasta mecanizada y automatizada. Cuando el tamaño, densidad y cantidad de sólidos así lo exijan, debe proveerse un triturador. Los sólidos removidos deben disponerse de manera apropiada para minimizar impactos negativos al ambiente.

4.4 Potencia de las bombas y motores

La potencia requerida de las bombas debe calcularse conforme a lo establecido en el numeral 7.3.3 del Capítulo 7 de la norma NB 688.

4.5 Golpe de ariete

El análisis y cálculo del golpe de ariete deben hacerse conforme a lo establecido en el numeral 7.3.4 del capítulo 7 de la norma NB 688.

4.6 Válvulas y accesorios

Las características de las válvulas y accesorios deben definirse conforme a lo establecido en el numeral 7.3.5 del Capítulo 7 de la norma NB 688.

5 TIPOS DE ESTACIONES DE BOMBEO

5.1 Bombas eyectores neumáticos

Las bombas eyectoras reciben las aguas residuales sin cribado previo. Están conformadas por una cámara a la que llega el agua directamente desde un colector alimentador. Cuando el nivel alcanza una cota determinada, un sensor eléctrico activa un compresor que inyecta aire en la cámara e impulsa el agua por la tubería de salida. Son adecuadas para caudales de bombeo bajos.

5.2 Bombas centrífugas

Las bombas centrífugas son accionadas por motores eléctricos o de combustión interna. Son las más usadas y se fabrican para capacidades variadas. En general, tienen altos rendimientos y son las más apropiadas cuando las alturas de bombeo son grandes. El comportamiento hidráulico de estas bombas se basa en los mismos principios que rigen las bombas centrífugas utilizadas para el bombeo de agua limpia. Sin embargo, dado que las aguas residuales y pluviales contienen partículas en suspensión, estas bombas deben tener rotores especiales que permitan el paso de material sólido de un cierto diámetro (inatascables y resistentes a la acción corrosiva), además de registros de inspección a la entrada y salida para permitir su limpieza. Usualmente trabajan ahogadas, lo cual evita el cebado inicial y la utilización de la válvula de pie, y podría funcionar deficientemente con los sólidos transportados por el agua. Existen varios tipos de bombas centrífugas para aguas residuales y pluviales: De eje horizontal; de eje vertical con instalación en el pozo húmedo; de eje vertical con instalación en el pozo seco, y conjunto motor-bomba sumergible. Las de eje vertical tienen la ventaja de poder ser operadas por motores ubicados en niveles superiores libres de posibles inundaciones.

Las bombas de motor-bomba sumergible engloban en una sola carcasa, la bomba centrífuga y el motor eléctrico. Para determinar la capacidad de una bomba centrífuga y seleccionar el modelo apropiado es necesario conocer fundamentalmente el caudal de bombeo y la altura dinámica total.

La potencia del equipo de bombeo está dada por:

$$P = \frac{Q_b H_b}{75 N}$$

donde:

- P Potencia, en CV (prácticamente HP). 1 CV = 0,986 HP
Q_b Caudal de bombeo, en L/s
H_b Altura manométrica total, en m
N Eficiencia del sistema de bombeo (65 a 70%)

5.3 Bombas helicoidales

Las bombas helicoidales están basadas en el tornillo de Arquímedes, funcionan al aire libre y por lo tanto, a presión atmosférica. La altura que debe vencerse corresponde al desnivel existente entre las extremidades del tornillo, colocado en su posición de operación. Estas bombas son adecuadas para caudales importantes y pequeñas alturas de elevación. Su rendimiento es relativamente bajo debido principalmente a fugas entre la hélice y la canaleta que la contiene.

6 SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO Y TUBERÍAS

6.1 Caudal de bombeo

Las bombas deben cubrir las variaciones diarias del agua residual afluyente mediante un caudal de bombeo adecuado, resultante de una selección de entrada en operación que puede ser variable o no, en las unidades instaladas.

6.2 Altura manométrica de la bomba

Una aproximación inicial de la altura manométrica con posibilidad para la preselección de las bombas, debe ser estimada considerando el nivel máximo del pozo de succión en la cota solera del conducto afluyente y el nivel mínimo de salida en el conducto efluente.

Se deben obtener dos curvas características del sistema, correspondientes respectivamente a las alturas estáticas máxima y mínima.

Las bombas preseleccionadas deben presentar las curvas características que satisfagan a las curvas particulares del sistema y presentar funcionamiento adecuado en los dos puntos extremos.

El motor deberá tener una potencia algo mayor que la requerida para la mayor altura dinámica.

6.3 Número de conjuntos motor bomba

Puesto que el caudal máximo no se presenta en la etapa inicial, se deben seleccionar bombas iguales que se deben instalar de acuerdo a requerimientos en las diferentes etapas.

En el caso de estaciones pequeñas se deben instalar como mínimo dos (2) unidades, cada una con capacidad para bombear el caudal máximo, quedando la segunda como reserva.

En estaciones mayores se debe prever, además de las unidades necesarias para el caudal máximo, por lo menos una bomba con capacidad igual a la mayor de las bombas instaladas como reserva.

En la selección de las unidades de bombeo, se debe observar cuidadosamente, las recomendaciones de los fabricantes.

6.4 Tuberías de succión e impulsión

El dimensionamiento de las tuberías y bombas debe ser elaborado tomando en cuenta los siguientes criterios:

a) Velocidades límite de la tubería de succión

- Velocidad mínima 0,6 m/s
- Velocidad máxima 1,5 m/s
- Velocidad recomendada 1,0 m/s

b) Velocidades límite de la tubería de impulsión

- Velocidad mínima 0,6 m/s
- Velocidad máxima 2,5 m/s
- Velocidad recomendada 1,5 m/s

c) Comparación técnico-económica.

Será hecha una comparación de costos, considerando lo siguiente:

- Costo de adquisición e instalación de tubería y accesorios.
- Costo de los conjuntos motor-bomba.
- Costos de operación y mantenimiento y consumo de energía.

d) Variaciones de los caudales de bombeo y etapas del proyecto.

7 DETERMINACIÓN DE LAS UNIDADES COMPLEMENTARIAS

7.1 Sistema de medición de las aguas residuales

Toda estación de bombeo debe tener proyectado un sistema de medición de caudal, de costo compatible con sus dimensiones.

Si se trata de un canal Parshall o vertedero, se admiten sensores o elementos primarios, los cuales transmiten las variaciones a un panel de control donde son leídos los caudales. Este panel debe contener dispositivos que acumulen los valores de caudales a lo largo del tiempo.

El sensor debe ser instalado en un pozo independiente. En instalaciones medias y grandes, donde existe la posibilidad de presencia de sólidos grandes en suspensión, se debe proceder al cribado previo de los mismos.

Cuando se usen medidores de caudal de bombeo, se debe prever un sistema de registro del nivel de líquido en el pozo de succión, de modo que sea posible la obtención del hidrograma de entrada en la instalación.

7.2 Canales afluentes

En pequeñas estaciones de bombeo, el colector puede descargar directamente en la cámara de succión por conductos convenientemente estudiados.

Debe existir un canal de reserva que pueda entrar en servicio sustituyendo al que esté paralizado por mantenimiento o limpieza.

Cuando sea construido, justificadamente un único canal, el mismo debe tener características hidráulicas de modo que la velocidad o caudal mínimo previsto en el plan de utilización no sea inferior a 0,6 m/s y la velocidad o caudal pico de fin de proyecto no exceda de 1,4 m/s.

Cuando sea prevista más de una etapa de construcción, deben ser previstos como mínimo 2 canales a ser construidos inicialmente.

En la primera etapa debe emplearse uno, en tanto que el segundo quede como reserva. Estos canales deben tener compuertas de aislamiento en sus partes finales.

7.3 Instalaciones de cribado (rejas)

Los sólidos en suspensión en el agua residual afluyente que puedan perjudicar al funcionamiento de las bombas deben ser removidos antes de que las aguas residuales lleguen a la cámara de succión a través de rejas de cribado.

Las rejas deben ser instaladas al final de los canales afluentes, inmediatamente aguas arriba del pozo de succión.

En estaciones pequeñas el proceso de cribado puede realizarse a través de un asta removible por izamiento.

En estaciones pequeñas donde la necesidad de limpieza no sea continua, se debe optar por rejas de limpieza manual.

En estaciones de capacidad media, cuando el índice de sólidos en suspensión sea elevado, se recomienda instalar rejas con remoción de sólidos retenidos, preferentemente mecanizado que debe depositar los sólidos en contenedores previamente dispuestos para este propósito.

En instalaciones de ese género, resulta imprescindible uno o más canales de reserva con capacidad para transportar el caudal máximo de proyecto equipados con trituradores o rejas.

Las rejas deben ser fijadas en soportes (guías) para facilitar su retiro y nunca ser ancladas en la estructura.

8 INSTALACIONES

8.7.1 Sala de bombas

En el dimensionamiento de la sala de bombas deben atenderse las siguientes recomendaciones:

- a) El tamaño de la sala debe ser suficiente para alojar el conjunto motor-bomba y los equipos de montaje.
- b) Las dimensiones deben permitir la facilidad de circulación, montaje y desmontaje de los equipos, y dado el caso, el movimiento de las unidades de bombeo. Las dimensiones deben ser compatibles con las del pozo de succión, con el fin de asegurar una adecuada distribución de la obra civil, buscando al mismo tiempo minimizar sus costos.

8.7.2 Medición y control

Los dispositivos de control deben medir en todo momento las condiciones de operación y detectar fallas rápidamente. Estos dispositivos deben ser automáticos, evitando al máximo las funciones propias del operador.

Como mínimo, deben colocarse los siguientes dispositivos de control:

- a) Medidor de caudal afluente
- b) Medidores de niveles
- c) Interruptor eléctrico accionado por flotador en el pozo húmedo conectado con el arrancador de la bomba
- d) Interruptor eléctrico accionado por flotador en el tanque de descarga conectado con el arrancador de la bomba
- e) Alarmas
- f) Recomendable telemetría

8.7.3 Caseta de control

Los sistemas de medición deben transmitir los datos a la caseta de control, en la cual se ubican los tableros correspondientes. La información registrada en los tableros corresponde a las mediciones para el control de flujo y las mediciones sobre el comportamiento hidráulico, mecánico y eléctrico de las bombas y motores.

Asimismo, en la caseta de control deben disponerse los interruptores y mecanismos que permitan poner fuera de servicio cualquier elemento relacionado con el sistema de bombeo.

La caseta de control debe tener un techo removible para permitir el acceso de los brazos de grúas para el retiro, movilización y reposición de elementos de la estación.

8.7.4 Accesorios y escaleras

Entre los diferentes pisos deben colocarse escaleras seguras y apropiadas que permitan la movilización del personal y los equipos necesarios. En caso de falta de espacio, deben usarse escaleras metálicas con baranda, peldaños amplios y piso antideslizante.

8.7.5 Iluminación

La estación debe estar debidamente iluminada en su interior, ya sea por luz natural o artificial. Debe existir "iluminación" en los paneles del controlador de funcionamiento del sistema para tener una diferenciación clara entre los comandos.

8.7.6 Señalización

La estación debe contar con una señalización visual clara en toda el área, indicando zonas de peligro de alta tensión, salidas de emergencia, localización de extintores, áreas de tránsito restringido y demás elementos y actividades que sea necesario resaltar por su peligro potencial o porque resulten importantes en la prevención de accidentes.

8.7.7 Ventilación

Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Todas las salas, compartimientos, pozos y otros recintos cerrados por debajo del nivel del terreno que presenten un aire perjudicial deben tener ventilación artificial forzada.
- b) Los controles de ventilación forzada pueden ser accionados manualmente desde afuera del recinto o automáticamente por medio de sensores cuando se detecten concentraciones perjudiciales de gases en el aire.
- c) En el caso eventual de acumulación de gases nocivos se debe contar con el acceso a máscaras antigas.

8.7.8 Protección contra incendios

Deben colocarse extintores en sitios de fácil acceso donde puedan ocurrir inicios de incendio.

8.7.9 Equipos de movilización

- a) La capacidad del equipo debe ser suficiente para mover el elemento de mayor peso que pueda ser transportado.
- b) El curso del equipo debe ser analizado para permitir en todo momento el retiro, movilización y reposición de cualquier elemento de la estación.
- c) Deben ser provistos los accesos necesarios en la casa de bombas de manera que permitan el manejo adecuado de los equipos en las labores de mantenimiento, retiro o reposición de elementos de la estación.

8.7.10 Drenaje de pisos

- a) Deben ser previstos uno o dos pozos de drenaje, hacia los cuales se debe conducir el agua de fugas o lavado por medio de una pendiente muy suave en el piso de la sala de bombas.
- b) Cuando los pozos de drenaje no puedan ser evacuados por gravedad, debe disponerse de bombas para tal fin, las cuales pueden ser accionadas automáticamente por medio de sensores.

8.7.11 Instalaciones hidráulicas y sanitarias

Deben considerarse los siguientes aspectos:

- a) Prever un tanque con capacidad adecuada para atender las necesidades de agua potable en la estación de bombeo.
- b) Las aguas residuales deben ser recogidas por un sistema adecuado que las conduzca hasta un sitio seguro desde el punto de vista sanitario.

8.7.12 Aislamiento acústico

- a) En caso de que puedan ocurrir incomodidades a los vecinos de la estación por ruido excesivo, debe diseñarse un sistema de aislamiento acústico de la estación
- b) La sala de operación y control debe tener aislamiento acústico de la sala de bombas

9 OTROS DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

Otros diseños y especificaciones deben analizarse conforme a lo establecido en el numeral 7.8 del capítulo 7 de la norma NB 688.

10 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA

10.1 Inspecciones preliminares

En la etapa de puesta en marcha deben realizarse las siguientes inspecciones en los diferentes elementos de la estación de bombeo, antes de continuar con cualquier prueba:

- a) Deben verificarse todas las instalaciones eléctricas en sus conexiones y aislamientos.
- b) Debe verificarse el correcto funcionamiento de válvulas y accesorios en su apertura y cierre. Debe medirse el tiempo de accionamiento y corregir el mecanismo correspondiente en caso de encontrar necesidad de grandes esfuerzos para su operación.
- c) Debe observarse el correcto funcionamiento de interruptores, arrancadores, sensores y demás elementos de control, en especial si estos son de accionamiento automático.
- d) Debe asegurarse que los ejes de los motores estén perfectamente alineados.
- e) Los motores y válvulas deben estar perfectamente lubricados. Debe verificarse la calidad y cantidad del aceite lubricante.
- f) En general, debe observarse el aspecto general de la estación en sus acabados, pintura, protecciones y accesos.

10.2. Pruebas preliminares

Deben realizarse pruebas preliminares de bombeo en las condiciones normales y críticas de operación, con el fin de detectar posibles errores y tomar las medidas correctivas antes de dar al servicio la estación de bombeo.

Se deben tomar registros de los datos de los cuales se exija medición y presentar un informe de la prueba, el cual debe contener el resultado de los ensayos realizados y las condiciones anormales encontradas.

En caso de encontrar anomalías en el funcionamiento o condiciones de operación diferentes a las previstas en el diseño, deben tomarse las medidas correctivas que sean necesarias antes de colocar en servicio la estación.

10.3 Pozo de succión

Debe hacerse una prueba hidrostática con el nivel máximo posible con el fin de detectar fugas y verificar el comportamiento estructural.

Debe observarse la forma de las corrientes del flujo a la entrada, asegurándose de que no ocurran zonas de alta turbulencia y que la entrada a las tuberías de succión sea uniforme en todas la unidades de bombeo.

10.4 Bombas y motores

En una primera inspección del comportamiento de las bombas deben seguirse las siguientes disposiciones:

- a) Para cada bomba individual deben observarse las condiciones de circulación del agua y la posible vorticidad (turbulencia o remolino) en el pozo de succión. Debe prestarse especial atención a la posible entrada de aire a la tubería de succión
- b) Deben establecerse los niveles de ruido y vibración
- c) En el caso de motores diesel, deben estimarse los tiempos de arranque
- d) Debe obtenerse el punto de operación de la estación de bombeo, midiendo el caudal total a la salida de una unidad de bombeo y la altura dinámica total suministrada

10.5 Dispositivos de control

Debe asegurarse un normal funcionamiento de los equipos de medición y control. Debe observarse el comportamiento de manómetros, sensores, flotadores, indicadores de nivel y demás dispositivos de control.

11 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN

Los aspectos de la operación deben analizarse conforme a lo establecido en el numeral 7.10 del capítulo 7 de la norma NB 688.

12 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO

Los aspectos de la operación deben analizarse conforme a lo establecido en el numeral 7.11 del capítulo 7 de la norma NB 688.

13 EJEMPLO DE CÁLCULO

13.1 Características del proyecto

Las estaciones de bombeo para alcantarillado, se instalan para superar las condiciones de altura desfavorables y para elevar las aguas residuales de un área de drenaje a otra o en caso de bombeo de áreas nuevas situadas en cotas inferiores a aquellas ya ejecutadas. Debido a la composición de las aguas residuales en el estado líquido causan problemas de corrosión y de malos olores en las estaciones.

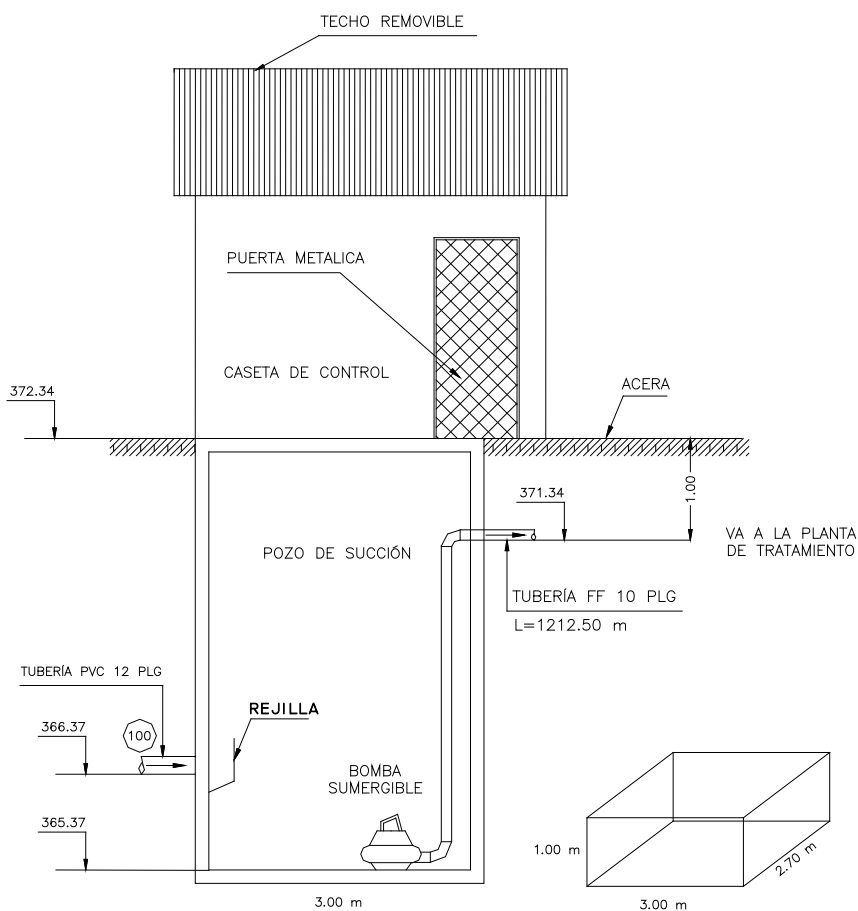


Figura 2 - Estación de bombeo del ejemplo

Las estaciones de bombeo sumergibles con entrada extendida hacia abajo, que sirven para elevar las aguas residuales de un área de drenaje a otra son de diseño convencional. Tienen un sistema de control de la bomba (bomba apagada y encendida) y de alarma en circuitos separados, con sensores de nivel, las tuberías de entrada y de salida, el cableado que conecta la bomba a la fuente de energía y válvulas de compuerta y de retención.

Debido a que el área de proyecto "Oro Negro" no tiene la altura suficiente para que la descarga del emisario a la planta de tratamiento sea por gravedad, es necesario efectuar el bombeo de las aguas residuales.

La profundidad del último punto de inspección de la red principal es de 4,97m, no pudiendo ser menores debido a las condiciones topográficas de la zona de proyecto y a las condiciones de funcionamiento hidráulico, por estas razones se hace imprescindible la construcción de una unidad de bombeo para ambos sistemas, con el objetivo de transportar las aguas residuales a una planta de tratamiento que opcionalmente estará ubicada en la zona de "Las Malvinas", adyacente al área de proyecto.

La estación de bombeo está situada en el manzano de casas (UV1), que cuenta con un área (lote) disponible para la construcción de la estación de bombeo, perteneciente al municipio local.

Para el diseño de las unidades de bombeo, se considerarán dos etapas de proyecto, en cada etapa funcionará una bomba, pero para garantizar el servicio en caso de ocurrir algún daño a la bomba o por razones de mantenimiento, se instalará otra bomba alterna.

Cada unidad de bombeo esta constituida por:

- Un pozo de succión
- Unidades de bombas sumergibles para agua residual (2 para cada etapa)
- Una caseta de bombeo
- Una tubería de impulsión

13.2 Pozo de succión

El pozo de succión o cárcamo de bombeo es una estructura cuya función es la de acumular las aguas residuales provenientes del sistema de alcantarillado, para posteriormente bombearlas hasta el ingreso a la planta de tratamiento, venciendo la diferencia de altura geométrica.

El pozo esta diseñado de tal manera que sus dimensiones le confieren la capacidad de recibir el caudal recolectado por la red pública en ambas etapas, es decir, el caudal máximo horario, el caudal de infiltración y el caudal debido a conexiones erradas.

Luego, el caudal de bombeo se calculará mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_{d,f} = \frac{C \cdot P_f \cdot q_f}{86400}$$

$$Q_{m\acute{a}x-h,f} = M \cdot Q_{d,f}$$

$$Q_i = q_{inf} \cdot L_{TOTAL}$$

$$Q_{ce} = 10\% (Q_{m\acute{a}x-h}_f)$$

$$Q_b = Q_{m\acute{a}x-hf} + Q_i + Q_{ce}$$

donde:

$$C = 0,80$$

$$M = 1,20 \cdot 1,50$$

$$q_{inf} = 0,0005 \frac{L}{s - m}$$

- Q_b Caudal de bombeo, en L/s
- $Q_{d,f}$ Caudal medio, en L/s
- $Q_{m\acute{a}x-h,f}$ Caudal máximo horario, en L/s
- Q_i Caudal por infiltración lineal, en L/s
- Q_{ce} Caudal por conexiones erradas, en L/s
- C Coeficiente de aporte
- M Coeficiente de punta: coeficientes de variación de caudal: k_1 y k_2
- q_{inf} Coeficiente de infiltración lineal

El cárcamo de bombeo será de hormigón armado, de forma rectangular, con una profundidad de 1,00 m por debajo la cota de llegada del último colector de la red pública (véase figura2).

Antes de efectuar la descarga de las aguas del alcantarillado al pozo de succión de bombas, se ha dispuesto de un dispositivo para la colocación de rejillas retenedoras de material grueso, como piedras, madera, objetos metálicos, etc., para evitar el deterioro de las bombas. Las rejillas previstas están conformadas por barras de hierro platino de 1/4" con una separación de 1 cm.

Para el diseño del pozo de succión, que consiste en la determinación del volumen y por tanto de sus dimensiones, se utilizará la fórmula de Metcalf - Eddy (véase tabla 1).

$$V = \frac{Q_b \cdot t}{4}$$

donde:

- V Volumen del pozo de succión, en m^3
- Q_b Caudal de bombeo, en m^3/s
- t Tiempo o período de interrupción del bombeo, en s

Tabla 1 - Tiempos de retención

Autor	Potencia	Tiempo de retención (minutos)
Metcalf - Eddy	< 20HP	10
	20 a 100 HP	15
	100 a 150 HP	20 a 30
	> 250 HP	Consultar con el fabricante

13.3 Impulsión

Se tendrá una sola línea de impulsión para ambas etapas (inicial y final), cuyo diseño y capacidad transportar el caudal de las aguas residuales recolectado de la estación de bombeo a la planta de tratamiento. La tubería de impulsión ir enterrada con un recubrimiento de 0,75 m y apoyada en una superficie nivelada de 0,10 m, el material será Fierro Fundido, en una longitud total aproximada de 1 212,50 m.

Para la determinación del diámetro de la tubería de impulsión, se utiliza la ecuación de Bresse:

$$D = C \cdot X^{1/4} \cdot \sqrt{Q_b}$$

$$X = \frac{\text{Nº horas de bombeo}}{24}$$

$$C = 1,20$$

donde:

C Constante
 D Diámetro de la tubería, en m
 Q_b Caudal de bombeo, en m³/s

Además, para la elección del diámetro de la tubería se deben verificar las velocidades mínima y máxima, de acuerdo a límites establecidos en el numeral **6.4**.

• **Tubería de Impulsión**

$$V_{\text{mín}} = 0,6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V_{\text{máx}} = 2,5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V_{\text{recom}} = 1,5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Para la determinación de la velocidad, se utiliza la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 Q_b}{\pi \cdot D^2}$$

donde:

V Velocidad, en m/s
 Q_b Caudal de bombeo, en m³/s
 D Diámetro de la tubería, en m

13.4 Pérdidas

Para el cálculo de las pérdidas de carga por conducción se aplica la ecuación de Manning:

$$h_f = K \cdot L \cdot Q_b$$

$$K = \frac{10,293 \cdot n^2}{D^{16/3}}$$

donde:

h_f Pérdida de carga por conducción, en m
 L Longitud de conducción, en m
 Q_b Caudal de bombeo, en m³/s

- n Coeficiente de rugosidad del material de la tubería (0,013 para F°F°)
 D Diámetro de la tubería

13.5 Estación de bombeo para el sistema

Los datos para el diseño de la estación de bombeo para el sistema, son:

Cota terreno de llegada a la estación de bombeo	372,34 msnm.
Cota solera de llegada a la estación de bombeo	367,37 msnm.
Cota de salida de la estación de bombeo	366,37 msnm.
Cota de llegada a la planta de tratamiento	373,00 msnm.
Longitud de la tubería de impulsión	1 212,50 m

a) Caudal de Bombeo

El cálculo del caudal de bombeo para cada etapa, se resume en la tabla 2.

Tabla 2 - Cálculo del caudal de bombeo

Etapa	Año	Población	Dotación Doméstica	Caudal máximo horario	Dotación No Doméstica		Caudal por Infiltración		Caudal Conexiones erradas	Caudal de Bombeo			
					P	D	Q _{máx-h}	Colegio			Mercado	L	Q _i
					(hab)	(L/hab/d)	(L/s)	(L/s)			(L/s)	(m)	(L/s)
I	2014	11,992	143,60	28,70	0,19	1,48	6,038	3,02	2,87	36,26			
II	2024	16,096	158,62	42,55	0,21	1,63	6,038	3,02	4,26	51,86			

b) Diámetro de la Tubería de Impulsión

Para el diámetro de la tubería de impulsión, se utiliza el caudal total de aguas residuales, es decir, el caudal de bombeo de la segunda etapa. Considerando que la bomba funcionará 12 horas al día, se tiene:

$$X = \frac{12 \text{ h}}{24 \text{ h}} = 0,50$$

$$C = 1,20$$

$$D = 1,20 \cdot 0,50^{1/4} \sqrt{\left(0,05186 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)}$$

$$D = 0,229 \text{ m} = 0,25 \text{ m}$$

Tabla 3 - Cálculo de velocidades

Velocidades (m/s)	Diámetro		
	150 mm	200 mm	250 mm
Velocidad para Etapa I	2,60	1,46	0,93
Velocidad para Etapa II	3,38	1,90	1,22

Realizada la verificación de velocidades para cada diámetro, se adopta:

$$D = 250 \text{ mm} = 10 \text{ plg}$$

c) Pérdidas

Considerando que en la primera etapa funcionarán dos unidades por razones de mantenimiento o posible daño, en la segunda etapa se deberán adquirir otras dos bombas, con capacidad de bombear el total de las aguas residuales hasta cumplir el periodo de diseño. Las pérdidas en la tubería de impulsión y por accesorios serán las mismas para ambas etapas (véase tabla 4).

Tabla 4 - Cálculo de las longitudes equivalentes de accesorios

Accesorio	Diámetro (plg)	Nº	Longitud equivalente parcial (m)	Longitud equivalente total (m)
Codo 90°	10	3	6,70	20,10
Tee	10	2	16,00	32,00
Válvula compuerta	10	2	1,70	3,40
Válvula de retención	10	1	20,00	20,00
TOTAL				75,50

Para el cálculo del coeficiente K de la fórmula de Manning:

$$\left. \begin{array}{l} D = 10 \text{ plg} = 250 \text{ mm} \\ \eta(\text{FF}^\circ) = 0,013 \end{array} \right\} \rightarrow K = 2,83$$

Tabla 5 - Cálculo de las pérdidas

Etapas	Longitud Tubería (L) (m)	Longitud equivalente accesorios (L_{eq}) (m)	Longitud Total (L_T) (m)	Caudal de Bombeo (Q_b) (l/s)	Pérdida (h_f) (m)
I	1212,50	75,50	1288,00	36,26	4,79
II	1212,50	75,50	1288,00	51,86	9,80

d) Altura dinámica total de la bomba
Tabla 6 - Cálculo de la altura dinámica total

Etapas	Altura geométrica (h) (m)	Pérdidas de carga (h_f) (m)	Presión de llegada (h_p) (m)	Altura dinámica total (H) (m)
I	6,63	4,79	2,00	13,42
II	6,63	9,80	2,00	18,43

e) Cálculo de la Potencia de la Bomba
Tabla 7 - Cálculo de la Potencia de la Bomba

Etapas	Altura dinámica total (H) (m)	Caudal de Bombeo (Q_b)		Potencia (P) (HP)
	(m)	(L/min)	(L/s)	(HP)
I	13,42	2175,60	36,26	9,73
II	18,43	3111,60	51,86	19,12

f) Elección de la Bomba mediante gráfico (Q-H) del catalogo

Etapa I:

En la primera etapa, se utilizarán dos bombas sumergibles de aguas residuales con rodete abierto, marca LOWARA, FDL 109-41, elegidas por catálogo.

$$\left. \begin{array}{l} Q = 2\,175,60 \text{ L/min} \\ H = 13,42\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \text{FDL } 109 - 41 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P = 11,20 \text{ HP} \\ Q = 2\,500 \text{ L/min} \\ H = 14,00\text{m} \end{array} \right.$$

Etapa II:

En la primera etapa, se utilizarán dos bombas sumergibles de aguas residuales con rodete abierto, marca LOWARA, FDL 153-43, elegidas por catálogo.

$$\left. \begin{array}{l} Q = 3\,111,60 \text{ L/min} \\ H = 18,43\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \text{FDL } 153 - 43 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P = 23,50 \text{ HP} \\ Q = 4\,000.00 \text{ L/min} \\ H = 19,40\text{m} \end{array} \right.$$

g) Volumen del Pozo de Succión

Se tomará como tiempo de retención:

$$P < 20\text{HP} \rightarrow t = 10\text{min} = 600\text{s}$$

Entonces:

$$V = \frac{(0,05186 \text{ m}^3/\text{s}) \cdot (600 \text{ s})}{4}$$

$$V = 7,78 \text{ m}^3$$

Luego se adoptan las siguientes dimensiones para el pozo de succión:

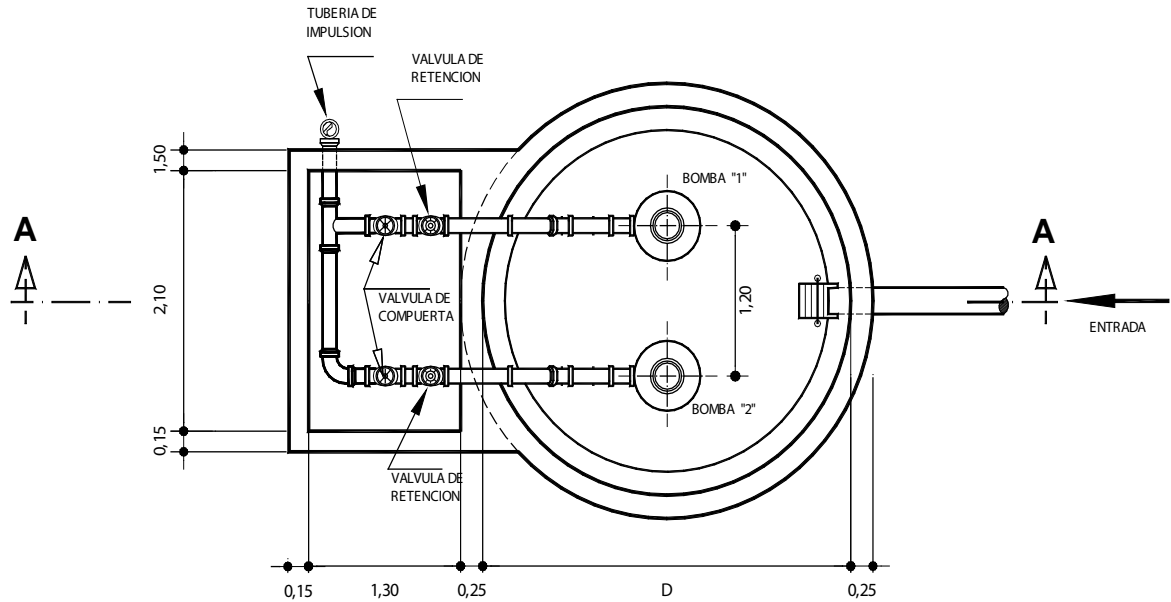
$$1,00 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m} \cdot 2,70 \text{ m} \rightarrow V = 8,10 \text{ m}^3$$

OTRAS FIGURAS

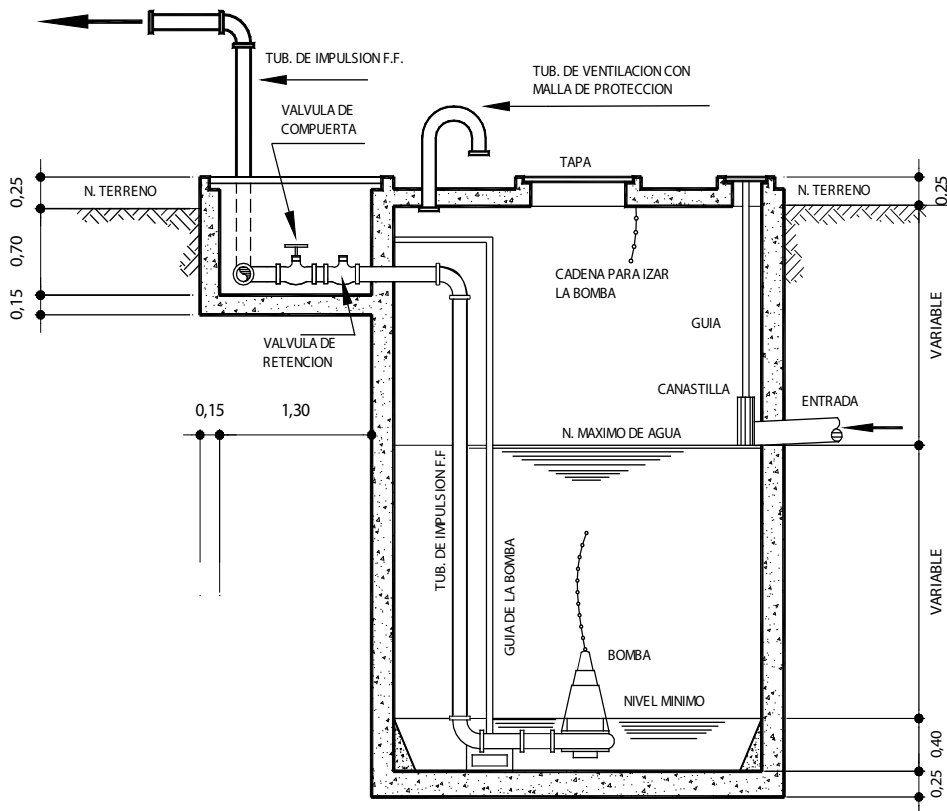
ESTACIÓN DE BOMBEO

SIN ESCALA

UNIDADES EN m



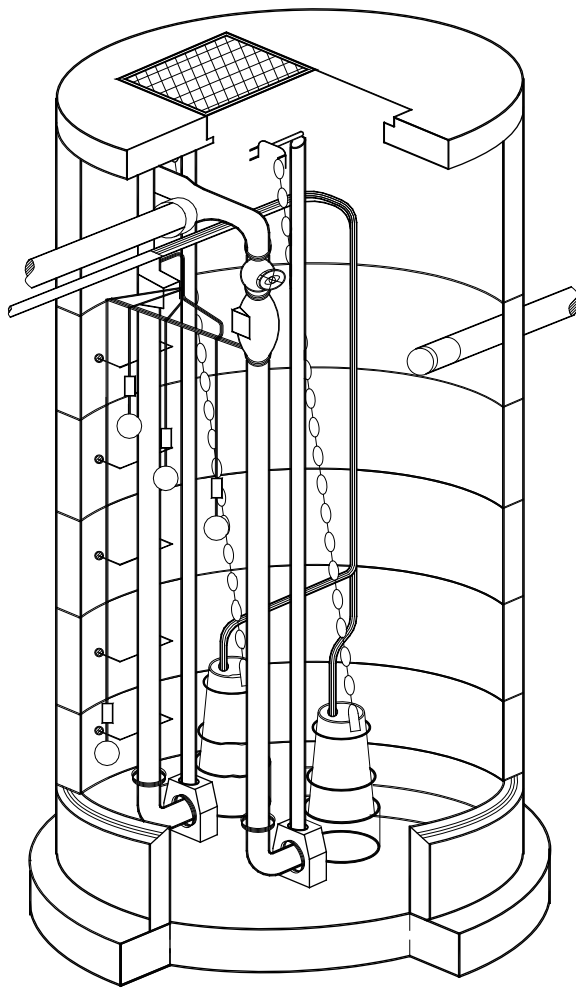
PLANTA



CORTE A - A

ESTACIÓN DE BOMBEO

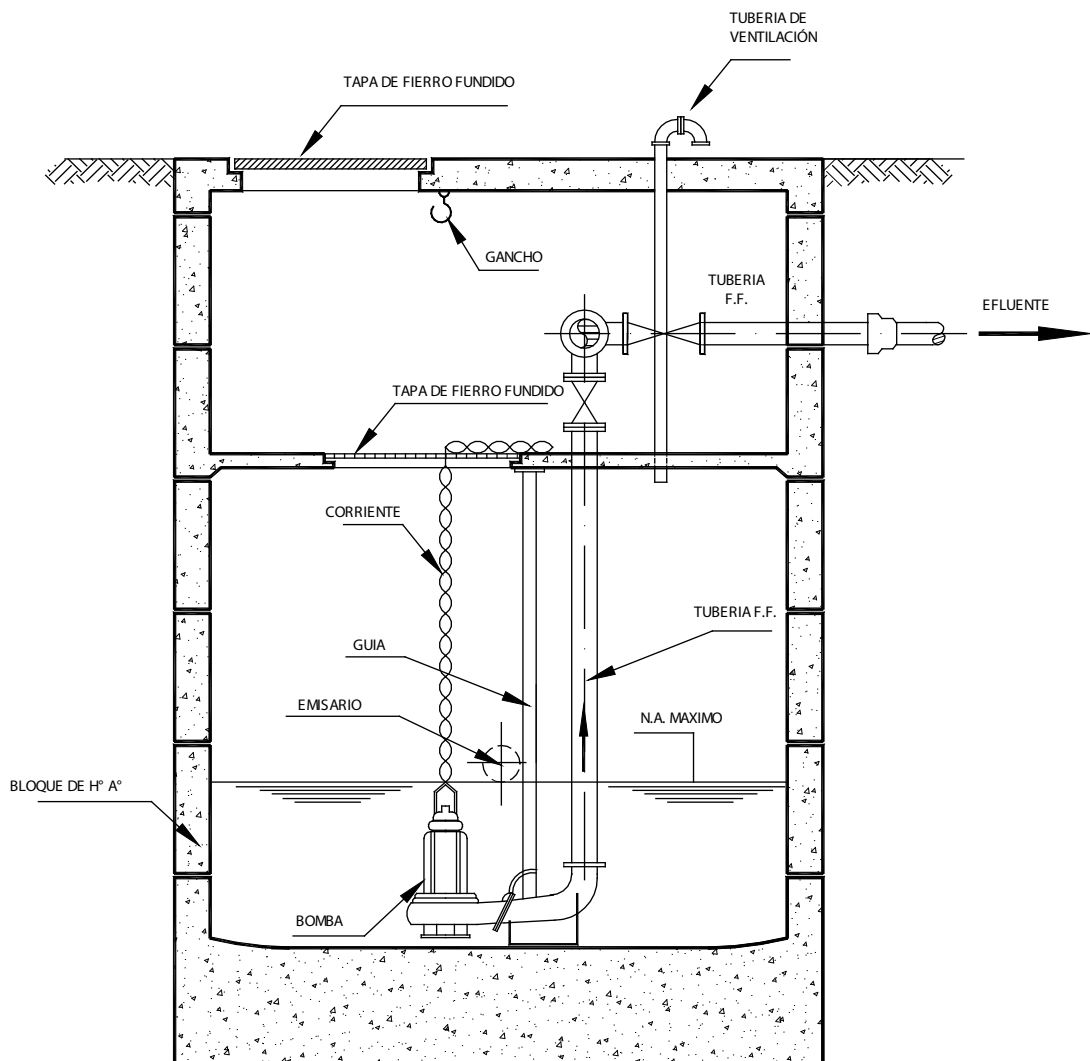
SIN ESCALA



**ESQUEMA DE INSTALACIÓN EN POZO DE DOS
BOMBAS SUMERGIBLES PARA
ALCANTARRILLADO**

ESTACIÓN DE BOMBEO

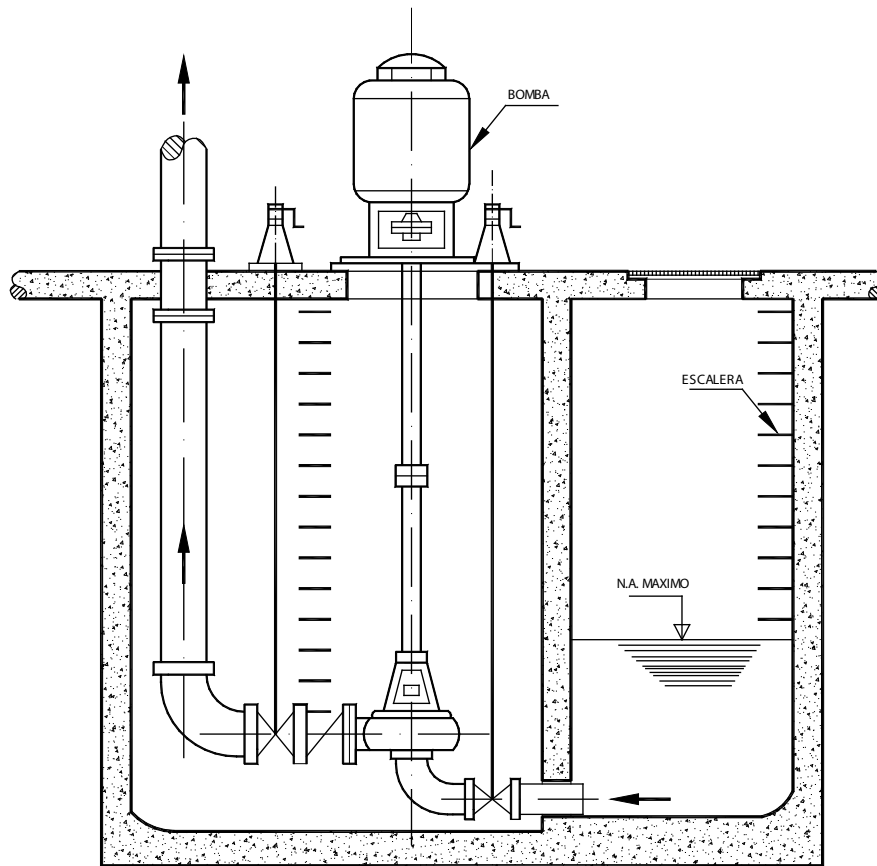
SIN ESCALA



ESQUEMA DE INSTALACIÓN TÍPICA DE BOMBA SUMERGIBLE

ESTACIÓN DE BOMBEO

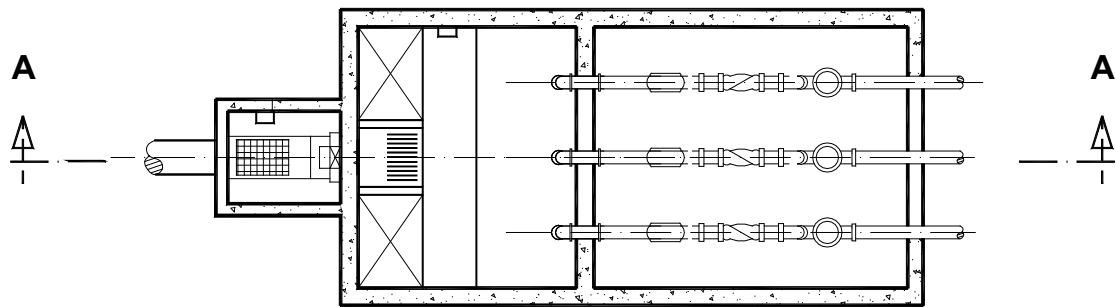
SIN ESCALA



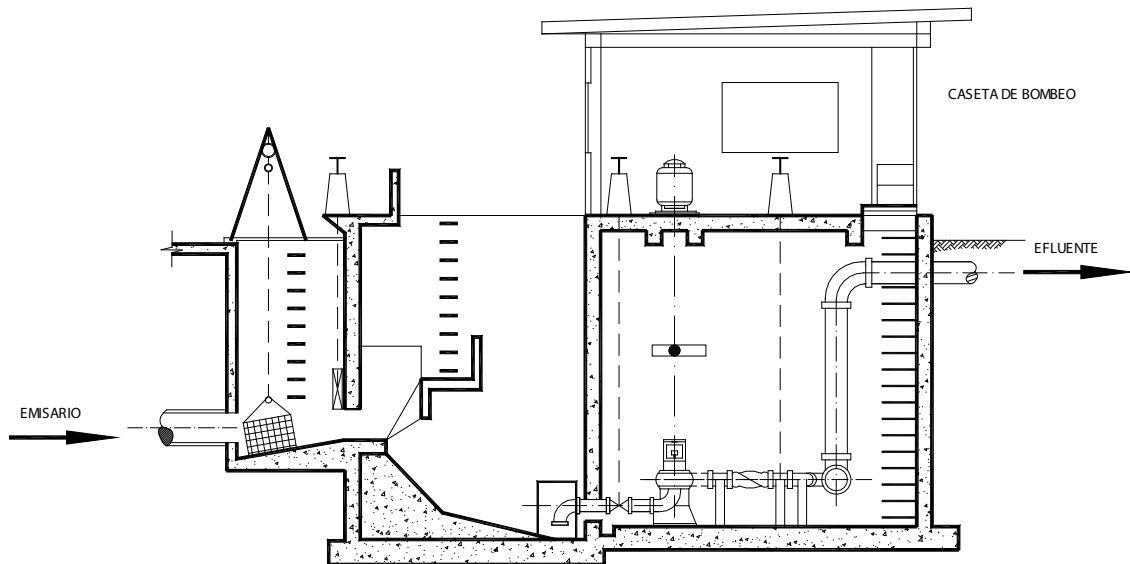
ESQUEMA DE INSTALACIÓN EN POZO SECO CON BOMBA DE EJE VERTICAL

ESTACIÓN DE BOMBEO

SINESCALA



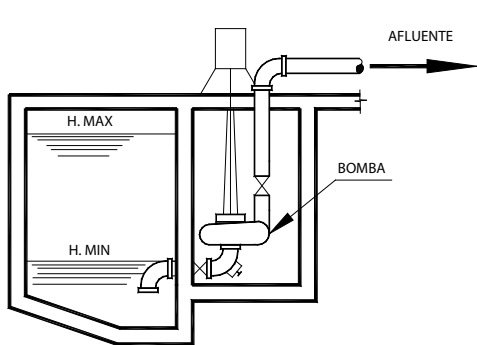
PLANTA



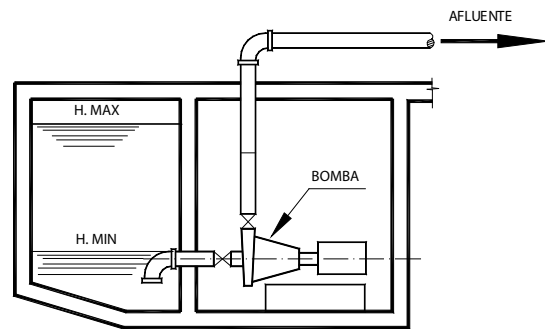
CORTE A - A

ESTACIONES DE BOMBEO

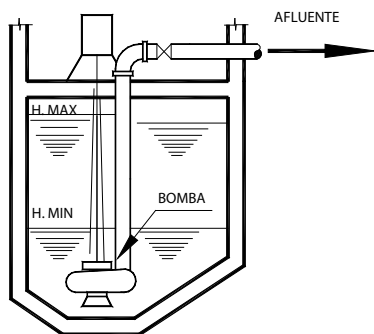
SIN ESCALA



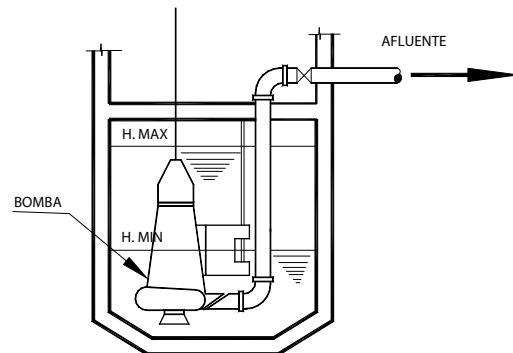
BOMBA CENTRIFUGA DE EJE VERTICAL
INSTALADA EN POZO SECO



BOMBA CENTRIFUGA DE EJE HORIZONTAL
INSTALADA EN POZO SECO



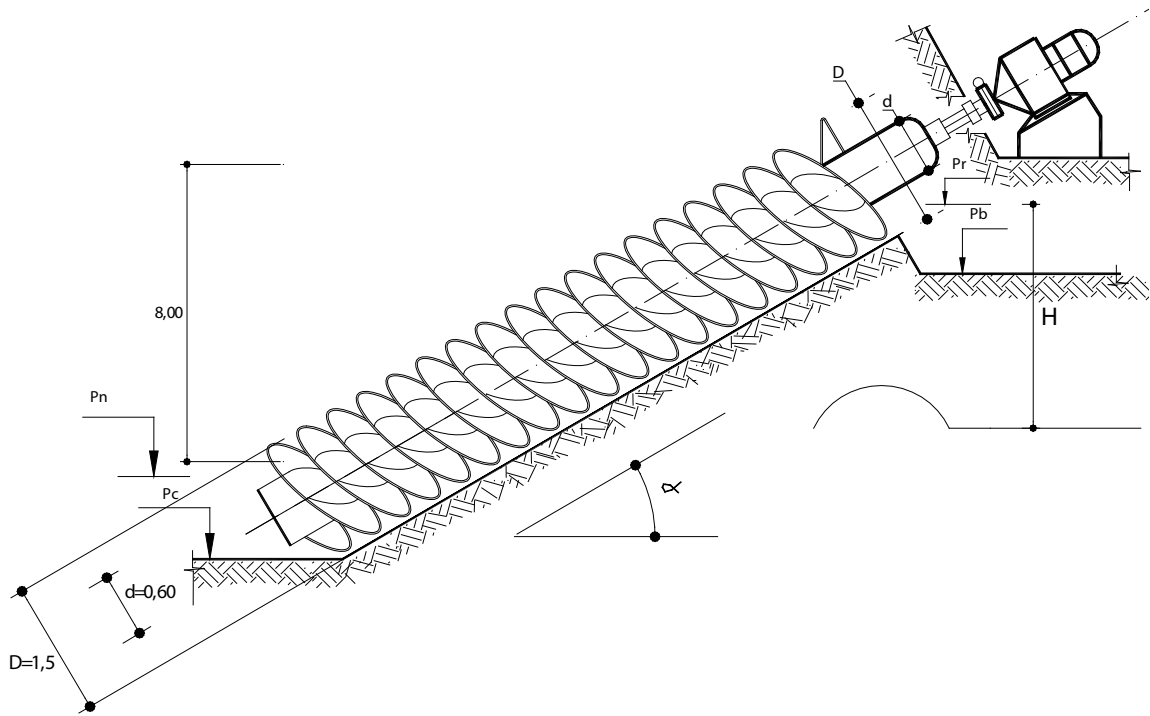
BOMBA CENTRIFUGA DE EJE VERTICAL
INSTALADA EN POZO HUMEDO



BOMBA CENTRIFUGA SUMERGIDA

BOMBA TORNILLO

SIN ESCALA
UNIDADES EN m



MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño para el entibado de zanjas

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

Página

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA EL ENTIBADO DE ZANJAS	137
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	137
2 ASPECTOS GENERALES	137
2.1 Definición.....	137
2.2 Necesidad de uso.....	138
3 EMPUJE DE TIERRAS	138
3.1 Definición y análisis	138
3.2 Procedimiento general de cálculo	139
3.3 Formulación del empuje de tierras	139
3.4 Empuje de tierras en reposo	140
3.5 Empuje activo de tierras	141
3.6 Empuje pasivo de tierras	141
3.7 Efectos de las sobrecargas	142
3.8 Empujes hidrostáticos	142
4 MATERIALES UTILIZADOS EN ENTIBADOS.....	143
4.1 Madera	143
4.2 Acero	143
4.3 Hormigón armado.....	143
5 TIPOS DE ENTIBADOS	143
5.1 Apuntalamiento	144
5.1.1 Apuntalamiento de madera	144
5.1.2 Apuntalamiento metálico - madera.....	144
5.2 Entibado discontinuo	144
5.2.1 Entibado discontinuo de madera.....	145
5.2.2 Entibado discontinuo mixto (metálico - madera)	145
5.2.3 Entibado discontinuo metálico.....	145
5.3 Entibado continuo.....	146
5.3.1 Entibado continuo de madera	146
5.3.2 Entibado continuo metálico - madera.....	146
5.3.3 Entibado continuo metálico	148
5.4 Entibado especial	148
6 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES.....	148
OTRAS FIGURAS.....	151

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA EL ENTIBADO DE ZANJAS

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de realizar el diseño para el entibado de zanjas.

2 ASPECTOS GENERALES

2.1 Definición

Se define como entibado al conjunto de medios mecánicos o físicos utilizados de forma transitoria para impedir que una zanja excavada se desmorone debido al empuje de tierras. Se debe entender que el entibado es una actividad previa y no una finalidad. Sirve para lograr un objetivo de construcción (colector, galería o fundación) por lo cual a la conclusión de la obra es retirada en su totalidad.

Consiste en la contención lateral de las paredes del suelo de cárcavas, pozos y zanjas, a través de planchas metálicas o de madera, clavadas perpendicularmente al suelo y trabadas entre si con el uso de puntales y largueros, también metálicos o de madera, esto se debe a la posibilidad de alteración de la estabilidad de estructuras adyacentes en el área de excavación, o con el objetivo de evitar el desmoronamiento de suelos no cohesivos o poco consistentes, por la acción del peso propio del suelo y de las cargas eventuales a lo largo del área en zanjas de mayores profundidades. (véase figura 1).

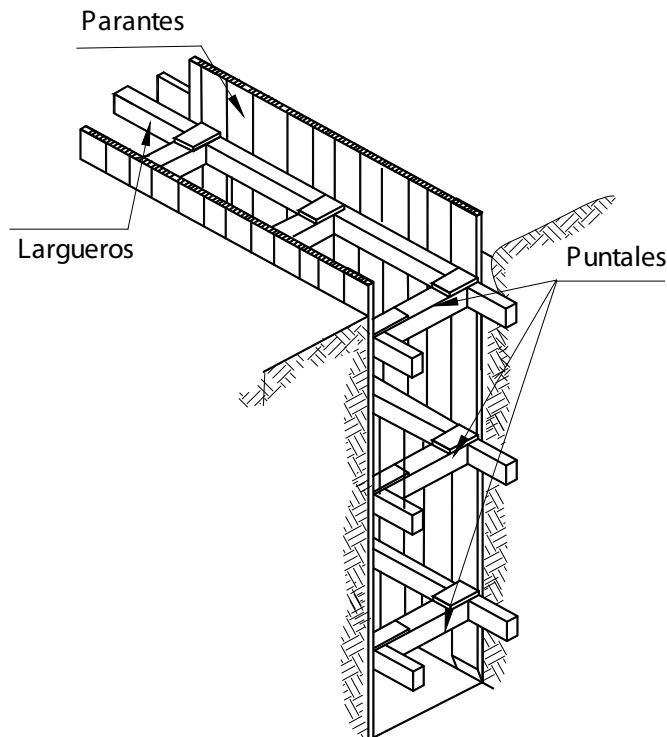


Figura 1 - Entibado de zanja

2.2 Necesidad de uso

Como se indicó anteriormente, tratándose de una actividad previa, el entibado puede ser omitido dentro de ciertos criterios lógicos, siempre y cuando se pueda anular el empuje de tierras, por cualquier otro procedimiento o considerar durante el tiempo que dure la zanja abierta, la tierra no se deslice. Sin embargo en este último caso hay que tomar en cuenta el factor psicológico ya que sin la protección de un entibado, el fondo de una zanja produce una sensación de inseguridad y temor que influye en el rendimiento de los obreros.

Otros factores que influyen en la determinación de usar un entibado es la presencia de fundaciones próximas de edificios, pavimentos de calles, cimientos de muros y otro tipo de estructuras. Se recomienda por tanto una cuidadosa observación previa de lo siguiente:

- a) Considerar que los taludes de las zanjas no sufrirán grandes deslizamientos. No se debe olvidar que probablemente se producirán pequeñas deformaciones que traducidas en asentamientos diferenciales pueden dañar estructuras vecinas
- b) Las fluctuaciones del nivel freático en el terreno modifican su cohesión, ocasionando por lo tanto rupturas del mismo
- c) La presencia de sobrecargas eventuales tales como maquinaria y equipo o la provocada por el acopio de la misma tierra, producto de la excavación, puede ser determinante para que sea previsto un entibado

3 EMPUJE DE TIERRAS

3.1 Definición y analisis

El empuje es la acción o reacción de la tierra ejercida sobre una estructura. El empuje de tierras depende de numerosos factores de compleja determinación que inclusive no son constantes en el tiempo. Los principales factores son:

- a) Rugosidad e inclinación de la superficie en contacto con el suelo
- b) Rigidez y deformación de la estructura y de su fundación
- c) Densidad, ángulo de fricción interna, humedad, coeficiente de vacíos, cohesión, nivel freático e inclinación del terraplén
- d) Factores externos al terreno y a la estructura, como lluvias, sobrecargas, vibraciones, etc

El análisis de los empujes sobre las estructuras de contención es un tema complejo, que requiere de simplificaciones para su consideración en los cálculos de proyecto, en donde no solamente interesan las fuerzas actuantes sobre el entibado, sino también el estado limite de cargas cuando ocurra la falla en el terreno. La teoría de Coulomb en base a una cuña deslizante de relleno, en torno al cual se plantea el equilibrio de fuerzas, es la principal vía de solución para estos cálculos.

Las fórmulas presentadas mas adelante han sido desarrolladas con el método de Coulomb para suelos con propiedades uniformes; sin embargo, el método puede ser aplicado para suelos estratificados. En el análisis debe tenerse en cuenta las condiciones de estabilidad del relleno, las deflexiones esperadas en el entibado, los procedimientos constructivos y toda posibilidad de movimiento o restricción del mismo en el entibado. De acuerdo a ello, se considerarán los estados de empuje activo, de reposo o de empuje pasivo de tierras. Además, deberán estimarse los incrementos en el empuje de tierra ocasionados por sobrecargas, sea durante la construcción o debidas al tráfico vehicular.

Por otro lado, los efectos del agua en el incremento del empuje lateral o en las presiones de poros que origina el flujo cuando existe una diferencia de niveles de agua entre ambos lados del entibado, deben ser analizados. Es decir, la presencia de agua en la zona saturada induce a una presión interna (presión de poros) y afecta la distribución de granos de suelo así como a la densidad del agua en los poros.

3.2 Procedimiento general de cálculo

El procedimiento general que se sigue para calcular el empuje de tierras para un proyecto de entibado, es hallar la resultante del empuje activo (o de reposo, si el sistema de entibado es muy rígido, o en algunos casos pasivo) y aumentar empíricamente el valor de la misma, ya que el sistema de entibado no permite la total deformación requerida para que se produzca el estado activo (o disminuirla, si el proyecto se basa en el estado de reposo). Esta resultante se redistribuye para formar un diagrama simplificado del empuje. Tanto el aumento de la resultante del empuje sobre la correspondiente al activo como la distribución del mismo, deben estar basados en los empujes de mediciones hechas en sistemas de entibados similares, de tamaño natural.

Normalmente se efectúa el cálculo del entibado si a criterio del proyectista es necesario. En zanjas con profundidades medias, la disponibilidad de materiales y maquinaria, así como la experiencia del proyectista, definen la elección del entibado en función al tipo de terreno.

Algunas consideraciones sobre los métodos de análisis básicos que pueden emplearse para la estimación de los empujes de tierra sobre los entibados, de acuerdo a los casos en que deben ser considerados, son presentadas a continuación:

3.3 Formulación del empuje de tierras

Se considera que el empuje de tierras, en forma general es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, calculándose para una profundidad z con la siguiente expresión:

$$p = k_h \cdot \gamma_s \cdot g \cdot z \cdot 10^{-6}$$

donde:

p	Empuje básico de tierras, en Mpa
k_h	Coefficiente de presión lateral de tierras
γ_s	Densidad de suelo, en kg/m^3
z	Profundidad bajo la superficie del suelo, en m
g	Aceleración de la gravedad, en m/s^2

A menos que se especifique lo contrario, puede suponerse que la resultante de los empujes laterales debidos al peso del relleno estará a una altura de $0,4 H$ sobre la base del entibado, donde H es la altura total del entibado, medida desde la superficie del terreno hasta la base de la cimentación. Usualmente, se suponía que la resultante quedaba ubicada a un tercio de la altura total; sin embargo, estudios experimentales sobre estructuras de contención reales han demostrado que el valor de $0,4 H$ es una aproximación razonable a los resultados de tales estudios.

3.4 Empuje de tierras en reposo

El empuje de tierra en entibados que se considera que no van a deflectarse o mover, se calcula tomando el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, k_0 el cual varía de acuerdo al estado de consolidación del suelo.

Desde el punto de vista geotécnico, se distinguen suelos no consolidados de los suelos sobreconsolidados.

Los suelos normalmente consolidados son aquellos que han soportado tensiones máximas históricas similares a las tensiones que soportan adicionalmente; corresponden a aquellas que han sido cargadas.

En cambio los suelos sobreconsolidados son aquellos que han sido cargados y descargados, es decir, las tensiones máximas históricas que han soportado han sido mayores que las actuales. El efecto de sobreconsolidación implica disminución en la relación de vacíos y probable formación de contactos ligeramente cementados.

Para suelos normalmente consolidados, el coeficiente k_0 se calcula mediante la siguiente expresión:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi_f$$

donde:

ϕ_f Ángulo de fricción del suelo drenado

Para suelos sobreconsolidados, puede asumirse que k_0 varía en función de la relación o grado de sobreconsolidación OCR (Over Consolidation Ratio) o de la historia de esfuerzos y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi_f) (\text{OCR})^{\text{sen}\phi_f}$$

La condición de reposo también puede considerarse en el diseño si es que los entibados quedan cerca de estructuras sensibles a los desplazamientos o les sirven de soporte, como en el caso de los estribos.

El concepto del grado o razón de sobreconsolidación OCR a través de las tensiones a las que se ha sometido el suelo, está dado por la siguiente expresión:

$$\text{OCR} = \frac{p'_{\text{max}}}{p'_{\text{act}}}$$

donde

p'_{max} Tensión máxima

p'_{act} Tensión actual

El valor de la razón de sobreconsolidación es igual a 1 para suelos normalmente consolidados y para suelos sobreconsolidados es mayor a 1. Para entibados se debe considerar un valor OCR igual a 1 puesto que las zanjas generalmente tienen una consolidación normal.

3.5 Empuje activo de tierras

El terreno ejerce esfuerzos sobre la contención. En el caso de entibados que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo, se considera el coeficiente de presión lateral activo de tierras, calculado por la siguiente expresión:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

donde:

- δ Ángulo de fricción interna entre el relleno y el entibado
- β Ángulo de inclinación del respaldo interno del entibado respecto a un eje vertical
- ϕ Ángulo de fricción interna
- i Ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal

Para un análisis en condiciones de largo plazo, los empujes de tierra deben ser calculados usando los esfuerzos efectivos; además se adicionarán los empujes hidrostáticos en los casos que sean necesarios.

Los valores de δ pueden ser tomados a partir de referencias bibliográficas.

3.6 Empuje pasivo de tierras

Es aquel empuje ejercido por la contención sobre el terreno. En el cálculo del empuje pasivo de tierras se debe tener en cuenta, para el caso de suelos granulares, un coeficiente de presión lateral pasiva de tierras dado por:

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Debe tenerse presente que el ángulo de fricción δ no debe tomarse mayor que la mitad del ángulo de fricción interna ϕ .

Para suelos cohesivos, los empujes pasivos pueden ser estimados mediante la siguiente expresión:

$$p = k_h \gamma_s g z 10^{-6} + 2c\sqrt{k_p}$$

donde:

- p Empuje pasivo, en Mpa
- γ_s Densidad del suelo, en kg/m³
- z Profundidad bajo la superficie del suelo, en m
- c Cohesión del suelo, en Mpa
- k_p Coeficiente de presión lateral pasiva, adimensional
- g Aceleración de la gravedad, en m/s²

3.7 Efectos de las sobrecargas

Cuando se presente una sobrecarga superficial, al empuje de tierra básico debe sumársele un empuje de tierras constante debido a la sobrecarga. El empuje constante está dado por la siguiente expresión:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

donde:

- Δ_p Incremento en el empuje horizontal de tierras debido a la sobrecarga, en Mpa
- k_s Coeficiente de presión lateral debido a la sobrecarga; se tomará k_a para condiciones de empuje activo y k_0 para condiciones de empuje en reposo.
- q_s Sobrecarga uniforme aplicada en la superficie de la cuña de tierra activada, en Mpa

Si se espera que exista tráfico vehicular sobre la superficie del relleno y cerca al entibado, dentro de una distancia igual a la altura del entibado, se debe aplicar una sobrecarga viva superficial. La magnitud de la sobrecarga debe ser especificada y justificada por el proyectista.

El incremento en el empuje puede ser estimado mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} (10^{-6})$$

donde:

- Δ_p Incremento en el empuje horizontal de tierras, en Mpa
- γ_s Densidad del suelo, en kg/m^3
- k Coeficiente de presión lateral
- h_{eq} Altura equivalente de suelo para el camión de diseño, en m. Según los valores de la Tabla 1

La altura del entibado será medida desde la superficie del relleno y el nivel inferior de la cimentación.

Tabla 1- Altura equivalente de suelo para cargas de tráfico vehicular

Altura del entibado (m)	h_{eq} (m)
$\leq 1,50$	1,70
3,00	1,20
6,00	0,76
$\geq 9,00$	0,61

3.8 Empujes hidrostáticos

El empuje debido a la presión del agua debe corresponder el máximo nivel de agua que pueda ocurrir durante la vida útil del entibado, para fines de análisis, si es que no se ha previsto medidas de drenaje adecuadas.

En la estimación del empuje debe emplearse la densidad sumergida del suelo (densidad total del suelo saturado) para el cálculo de la presión lateral, a partir del nivel freático.

En caso de existir niveles de agua diferentes en las caras opuestas del entibado, serán considerados los efectos de agua y la posibilidad de sifonamiento en el análisis de los empujes hidrostáticos. Las presiones originadas por la filtración pueden ser estimadas mediante redes de flujo u otros procedimientos analíticos; los empujes totales laterales deben ser determinados mediante la suma de los esfuerzos efectivos horizontales y las presiones resultantes del análisis.

4 MATERIALES UTILIZADOS EN ENTIBADOS

En la ejecución del entibado, deben ser utilizados maderas duras, como ochoo, pino u otro tipo de madera de construcción para la confección de las vigas, parantes y tablas, largueros, y puntales con rollizos de eucalipto de diámetro no menor a 20 cm. En el caso de no ser posible utilizar los patrones especificados, las piezas de madera deberán ser sustituidas por similares con módulo de resistencia equivalente.

En casos de mayor responsabilidad y de grandes empujes se combina el uso de perfiles de hierro con madera, o solamente perfiles, y muy eventualmente el concreto armado.

4.1 Madera

Son piezas de dimensiones conocidas de 1 plg x 6 plg; 1 plg x 8 plg; 1 plg x 10 plg o en su caso de 2 plg x 4 plg; 3 plg x 4 plg.

Las piezas pueden tener los bordes preparados para ensamble hembra y macho. Se usan también como puntales, rollizos de eucalipto en diámetros mínimos de 4 plg o 6 plg.

4.2 Acero

Son piezas de acero laminado en perfiles tipo "I" o "H" o perfiles compuestos de los anteriores, soldados (ejemplo doble I), o en perfiles de sección especial, lo que se denomina estaca-plancha metálica (tablestaca) en este último caso pueden ser de ensamble normalizado.

Las piezas son suministradas con dimensiones normalizadas típicas para cada fabricante (Metal flex, Armco, Bethlem Steel, etc.). Los más utilizados son los perfiles "I" de 6 plg, 8 plg y el perfil "H" de 6 plg x 6 plg. Se utilizan también tablestacas de palanca y tubos huecos en montaje telescópico, que pueden ser trabados por rosca o presión de aceite.

4.3 Hormigón armado

Se utilizan en piezas prefabricadas de diversas secciones (ejemplo: rectangulares, con ensamble hembra-macho) o piezas fabricadas en sitio.

5 TIPOS DE ENTIBADOS

Los tipos de entibados utilizados deben ser los especificados en el proyecto, basados en la observación de factores locales, tales como la calidad de terreno, la profundidad de la zanja, la proximidad de edificaciones o vías de tráfico, etc.

Los tipos de entibados mas usuales son: el apuntalamiento (figura 2), el entibado discontinuo (figura 3) y el entibado continuo (figura 4). Existen también los llamados entibados especiales, que son una variación del entibado continuo, con tablones o planchas empotradas lateralmente a través de juntas del tipo macho-hembra. De acuerdo con el material utilizado en su preparación, pueden ser de madera, metálicos o mixtos.

Las condiciones, dimensiones mínimas de las piezas y los espaciamientos máximos usuales de los entibados, cuando no son especificados en un proyecto, deben ser los siguientes:

5.1 Apuntalamiento

Es una técnica provisional para iniciar un entibado propiamente dicho. El apuntalamiento es utilizado en suelos cohesivos, generalmente en cota superior a la de la napa freática y en profundidades menores.

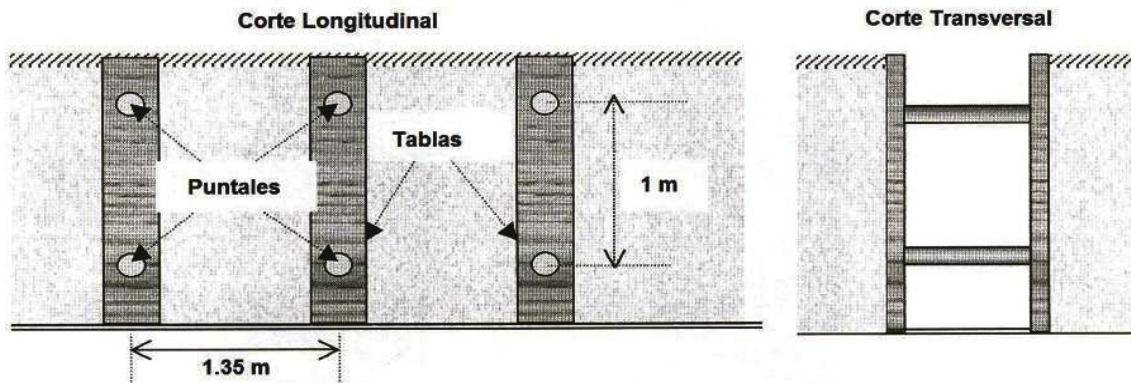


Figura 2 - Apuntalamiento

Se distinguen dos tipos de apuntalamientos:

5.1.1 Apuntalamiento de madera

Consiste en el proceso de entibar paralelamente las caras laterales de la zanja, con tablones de madera de 1 plg x 6 plg (hasta 2 m de profundidad), o tablas de madera de 2 plg x 6 plg (mayor a 2 m de profundidad), dispuestas en la pared vertical, trabadas en el sentido transversal y horizontal de la zanja por rollizos de eucalipto con diámetros de 4 plg y 6 plg o vigas solera de madera de diferentes secciones.

La distancia media horizontal de los tablones de madera es de 1,35 m. La distancia vertical entre los rollizos es de 1 m. Para seguridad del entibado se debe fijar los tablones en el sentido vertical y perpendicular a los rollizos, evitando el desplazamiento de los rollizos o puntales, debido al cambio de temperatura u otros factores externos.

5.1.2 Apuntalamiento metálico - madera

La superficie lateral de la zanja será contenida por planchas metálicas, espaciadas cada 1,35 m, trabadas horizontalmente por rollizos de eucalipto con diámetros de 4 plg y 6 plg espaciados verticalmente cada 1,0 m.

La fijación de los perfiles metálicos puede ser hecha por un mazo para clavar estacas (caída libre), martillo vibratorio, etc.

5.2 Entibado discontinuo

El entibado discontinuo también es utilizado en las excavaciones de suelos cohesivos, generalmente en cota superior al nivel de la napa freática.

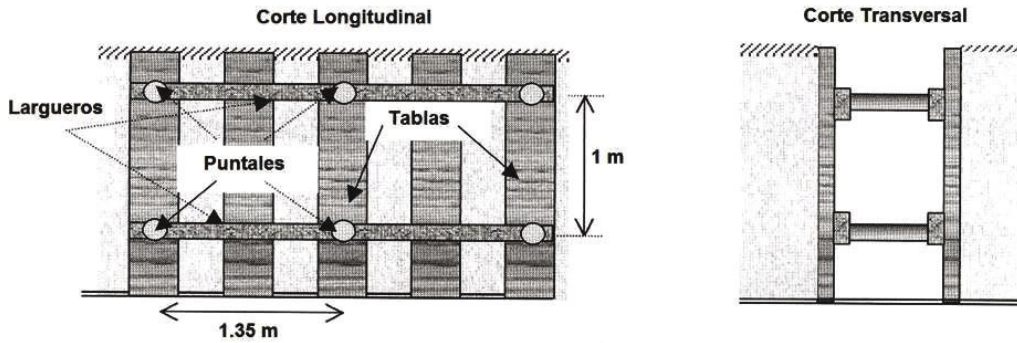


Figura 3 - Entibado discontinuo

Se distinguen tres tipos de entibados discontinuos:

5.2.1 Entibado discontinuo de madera

Consiste en el proceso de entibar, parcialmente, las superficies laterales de la zanja con tablonces de madera de 1 plg x 6 plg (hasta 2 m de profundidad) o 1 plg x 12 plg (mayor a 2 m de profundidad), dispuestas en la pared vertical y espaciadas unas de otras de 16 cm o 30 cm. A lo largo de estos tablonces se instala longitudinalmente, los largueros o las soleras (vigas de madera) de 2 plg x 6 plg (hasta 2 m de profundidad), o de 3 plg x 7 plg (mayor a 2 m de profundidad), las cuales por su vez, son fijadas por rollizos de eucalipto con diámetros entre 4 plg y 6 plg, o por vigas solera de 3 plg x 7 plg.

El espaciamiento medio entre las soleras o vigas de madera es de 0,90 m x 1,10 m, tomándose como una media 1 m. y el espaciamiento medio entre los rollizos de eucalipto es de 1,35 m., con excepción de la extremidad de los listones o tablas donde los puntales estarán a 0,40m.

Para seguridad del entibado se deben fijar tablas en el sentido vertical y perpendicular al rollizo, evitando el desplazamiento de los rollizos o vigas de madera, debido al cambio de temperaturas u otros factores externos.

5.2.2 Entibado discontinuo mixto (metálico - madera)

La superficie lateral de la zanja será contenida por perfiles metálicos verticales, espaciados cada 0,30 m, trabados horizontalmente por vigas de madera 2 plg x 6 plg (hasta 2,0 m de profundidad) o de 3 plg x 7 plg (mayor a 2,0 m de profundidad) en toda su longitud, y rollizos de eucalipto con diámetros entre 4 plg y 6 plg, espaciados cada 1,35 m, excepto en las extremidades de las vigas, de las cuales los rollizos estarán a 0,40 m. Las vigas deben ser espaciadas verticalmente de 1,0 m.

La fijación de los perfiles metálicos puede ser hecha por un mazo para clavar estacas (caída libre) y martillo vibratorio, etc.

5.2.3 Entibado discontinuo metálico

La superficie lateral de la zanja será contenida por perfiles metálicos verticales, espaciados cada 0,30 m, trabados horizontalmente por largueros metálicos en toda su longitud, y puntales metálicos, espaciados cada 1,35 m, excepto en las extremidades de los largueros, de las cuales estarán a 0,40 m. Los largueros deben ser espaciados verticalmente cada 1,0 m.

La fijación de los perfiles metálicos puede ser hecha por un mazo para clavar estacas (caída libre) y martillo vibratorio, etc.

5.3 Entibado continuo

Son utilizados los entibados continuos en excavaciones de suelos arenosos, sin cohesión, o cuando alguna circunstancia exija una condición estanca de las paredes de la zanja. Es decir es un entibado usado en suelos que se disgregan parcialmente, sin la actuación de cargas externas.

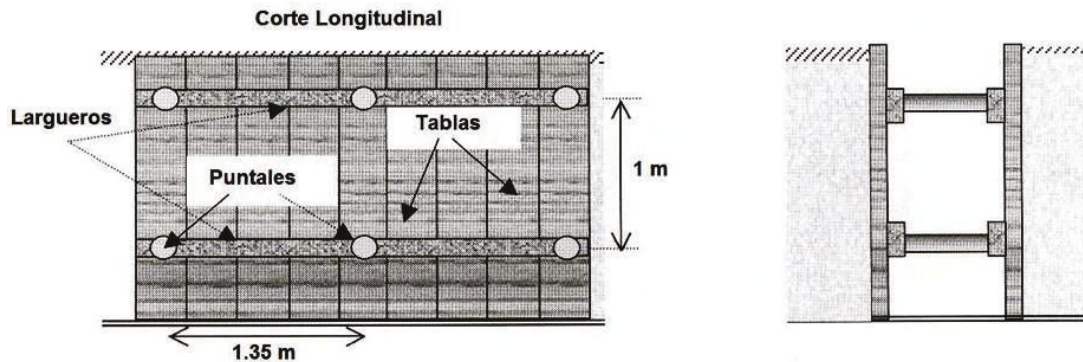


Figura 4 - Entibado continuo

Se distinguen tres tipos de entibados continuos:

5.3.1 Entibado continuo de madera

La superficie lateral de la zanja será contenida por tablas o tablones verticales de madera de 1 plg x 6 plg (hasta 2,0 m de profundidad), o vigas de madera 2 x 6 plg (mayor a 2,0 m de profundidad), punteadas unas a otras, trabadas horizontalmente por largueros de madera de 2 plg x 6 plg (hasta 2,0 m de profundidad) o de 3 plg x 7 plg (mayor a 2,0 m de profundidad) en toda su longitud, y rollizos de eucalipto de diámetros de 4 plg y 6 plg o vigas de 3 plg x 6 plg, espaciados cada 1,35 cm, excepto en los extremos de los largueros, los cuales estarán a 0,40 m. Los largueros deben estar espaciados entre sí 1,0 m en la vertical.

Para seguridad del entibado se deben fijar los tablones en el sentido vertical y perpendicular a los rollizos, evitando el desplazamiento de los rollizos o solera, debido al cambio de temperatura u otros factores externos.

5.3.2 Entibado continuo metálico - madera

La superficie lateral de la zanja será contenida por perfiles metálicos verticales, punteados unos a otros, trabados horizontalmente por largueros, soleras o vigas de madera de 2 plg x 6 plg (hasta 2 m de profundidad) o 3 plg x 7 plg (mayor a 2 m profundidad) en toda su longitud y rollizos de eucalipto de diámetros de 4 plg y 6 plg o vigas de 3 plg x 6 plg, espaciados cada 1,35 cm, excepto en los extremos de los largueros, los cuales estarán a 0,40 m. Los largueros deberán estar espaciados entre sí 1,0 m en la vertical.

La fijación de los perfiles metálicos puede ser hecha por un mazo para clavar estacas (caída libre), martillo vibratorio, etc.

Tabla 2 - Entibado metálico - madera

Entibado metálico - madera		
Diámetro del Colector	Profundidad de la zanja (m)	Ancho de zanja (m)
0,15 m a 0,20 m	0 - 2	1,20
	2 - 4	1,75
	4 - 6	1,90
	6 - 8	2,05
0,30 m	0 - 2	1,20
	2 - 4	1,85
	4 - 6	2,00
	6 - 8	2,15
0,40 m	0 - 2	1,20
	2 - 4	2,15
	4 - 6	2,30
	6 - 8	2,45
0,45 m	0 - 2	1,20
	2 - 4	2,25
	4 - 6	2,40
	6 - 8	2,55
0,50 m	0 - 2	1,50
	2 - 4	2,35
	4 - 6	2,50
	6 - 8	2,65
0,60 m	0 - 2	1,50
	2 - 4	2,45
	4 - 6	2,60
	6 - 8	2,75
0,70 m	0 - 2	1,60
	2 - 4	2,55
	4 - 6	2,70
	6 - 8	2,85
0,80 m	0 - 2	1,60
	2 - 4	2,65
	4 - 6	2,80
	6 - 8	2,90
0,90 m	0 - 2	2,00
	2 - 4	2,75
	4 - 6	2,90
	6 - 8	3,05
1,00 m	0 - 2	2,00
	2 - 4	2,85
	4 - 6	3,00
	6 - 8	3,15
1,20 m	0 - 2	2,00
	2 - 4	3,05
	4 - 6	3,20
	6 - 8	3,35
1,50 m	0 - 2	2,20
	2 - 4	3,35
	4 - 6	3,50
	6 - 8	3,65

5.3.3 Entibado continuo metálico

La superficie lateral de la zanja será contenida por perfiles metálicos verticales, unidos unos a los otros, trabados horizontalmente por largueros metálicos en toda su longitud y puntales metálicos espaciados cada 1,35 m, excepto en los extremos de los largueros, los cuales estarán a 0,40 m. Los largueros deben estar espaciados entre sí 1,0 m en la vertical.

5.4 Entibado especial

Para suelos muy deleznales se puede utilizar el entibado especial, constituido por tabloncillos de 2 plg x 6 plg, de tipo hembra y macho. Las soleras o vigas de madera de 3 plg x 7 plg, son trabados horizontalmente en toda su extensión. Los rollizos de eucalipto son de diámetros de 6 plg. Los espaciamientos medios de las soleras o vigas de madera son de 0,90 m a 1,10 m, tomándose una media de 1 m, y el espaciamiento medio entre rollizos de eucalipto es de 1,35 m, con excepción de las extremidades de los listones donde los puntales estarán a 0,40 m.

Para seguridad del entibado se deben fijar los tabloncillos en el sentido vertical y perpendicular a los rollizos, evitando el desplazamiento de los rollizos o solera, debido al cambio de temperatura u otros factores externos.

6 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

Para las zanjales de profundidad hasta 6,0 m, en condiciones normales, será utilizado un cuadro de soleras y rollizos. El entibado debe ser proyectado atendiendo las peculiaridades de cada caso.

Para evitar sobrecargas en el entibado, el material excavado será depositado a una distancia de la zanja, como mínimo igual a su profundidad.

Para evitar la percolación del agua pluvial a la zanja se puede utilizar agotamiento mediante bombas.

En la tabla 3 se describe el entibado recomendable en función del tipo de suelo.

Tabla 3 - Entibados en función al tipo de suelo

No	Tipo de Suelo	Entibado recomendable
1	Tierra roja y de compactación natural. Tierra compacta o arcilla	Discontinuo
2	Tierra roja, blanca y marrón - Tierra silíceas (seca)	Discontinuo - Continuo Simple
3	Tierra roja tipo ceniza barro saturado	Continuo Simple
4	Tierra saturada con estratos de arena - Turba o suelo orgánico	Continuo Especial
5	Tierra Blanca - Arcilla Blanda	Continuo Especial
6	Limo Arenoso	Continuo
7	Suelo Granular - Arena gruesa	Continuo
8	Arcilla Cohesiva	Apuntalamiento

En zanjales profundas, la estructura del entibado puede servir de soporte a las plataformas para la colocación de tierra excavada. En este caso, se deben tomar cuidados especiales para evitar los desmoronamientos en virtud del peso adicional.

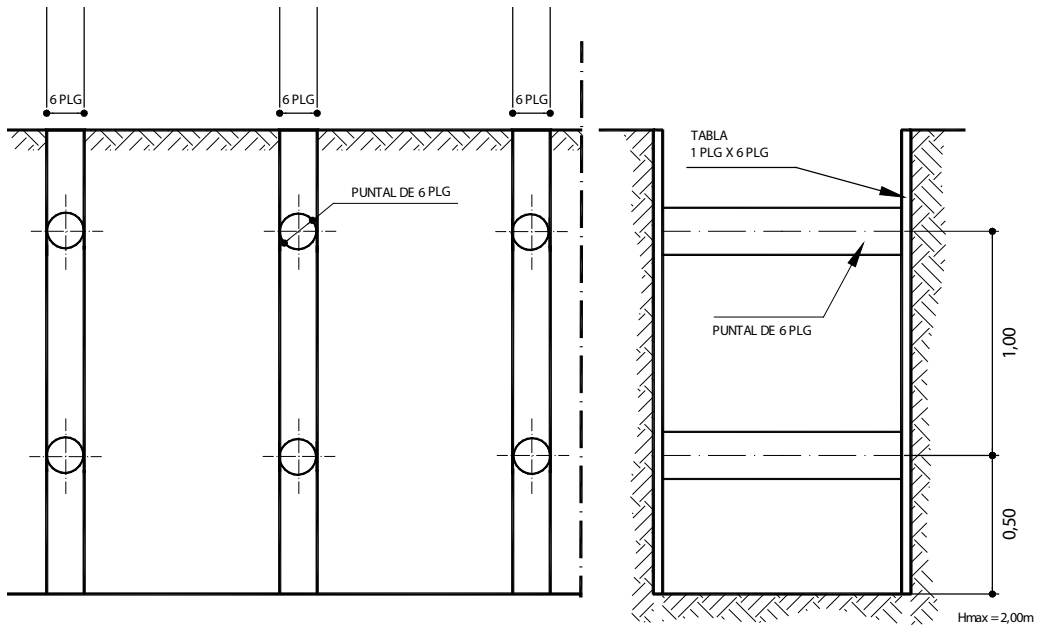
Tabla 4 - Ancho de zanja en función del tipo de entibado y profundidad de la zanja

Diámetro del Colector	Profundidad de la zanja (m)	Ancho de zanja en función del tipo de entibado (m)		
		Continuo y discontinuo	Especial	Apuntalamiento
0,15 m	0 - 2	0,65	0,75	0,65
	2 - 4	0,85	1,05	0,75
	4 - 6	1,05	1,35	0,85
	6 - 8	1,25	1,65	0,95
0,20 m	0 - 2	0,70	0,80	0,70
	2 - 4	0,90	0,10	0,80
	4 - 6	1,10	1,40	0,90
	6 - 8	1,30	1,70	1,00
0,30 m	0 - 2	0,80	0,90	0,80
	2 - 4	1,00	1,20	0,90
	4 - 6	1,20	1,50	1,00
	6 - 8	1,40	1,80	1,10
0,40 m	0 - 2	1,10	1,20	0,90
	2 - 4	1,30	1,50	2,00
	4 - 6	1,50	1,80	1,10
	6 - 8	1,70	2,10	1,20
0,45 m	0 - 2	1,15	1,25	1,00
	2 - 4	1,35	1,55	1,10
	4 - 6	1,55	1,85	1,20
	6 - 8	1,75	2,15	1,30
0,50 m	0 - 2	1,30	1,40	1,10
	2 - 4	1,50	1,70	1,20
	4 - 6	1,70	2,00	1,30
	6 - 8	1,90	2,30	1,40
0,60 m	0 - 2	1,40	1,50	1,20
	2 - 4	1,60	1,80	1,30
	4 - 6	1,80	2,10	1,40
	6 - 8	2,00	2,40	1,50
0,70 m	0 - 2	1,50	1,60	1,30
	2 - 4	1,70	1,90	1,40
	4 - 6	1,90	2,20	1,50
	6 - 8	2,10	2,50	1,00
0,80 m	0 - 2	1,60	1,70	1,40
	2 - 4	1,80	2,00	1,50
	4 - 6	2,00	2,30	1,00
	6 - 8	2,20	2,60	1,70
0,90 m	0 - 2	1,70	1,80	1,50
	2 - 4	1,90	2,10	1,50
	4 - 6	2,10	2,40	1,40
	6 - 8	2,30	2,70	1,80
1,00 m	0 - 2	1,80	1,90	1,60
	2 - 4	2,00	2,10	1,70
	4 - 6	2,20	2,50	1,80
	6 - 8	2,40	2,80	1,90
1,20 m	0 - 2	2,20	2,30	1,80
	2 - 4	2,40	2,50	1,90
	4 - 6	2,60	2,70	2,00
	6 - 8	2,80	2,90	2,10

OTRAS FIGURAS

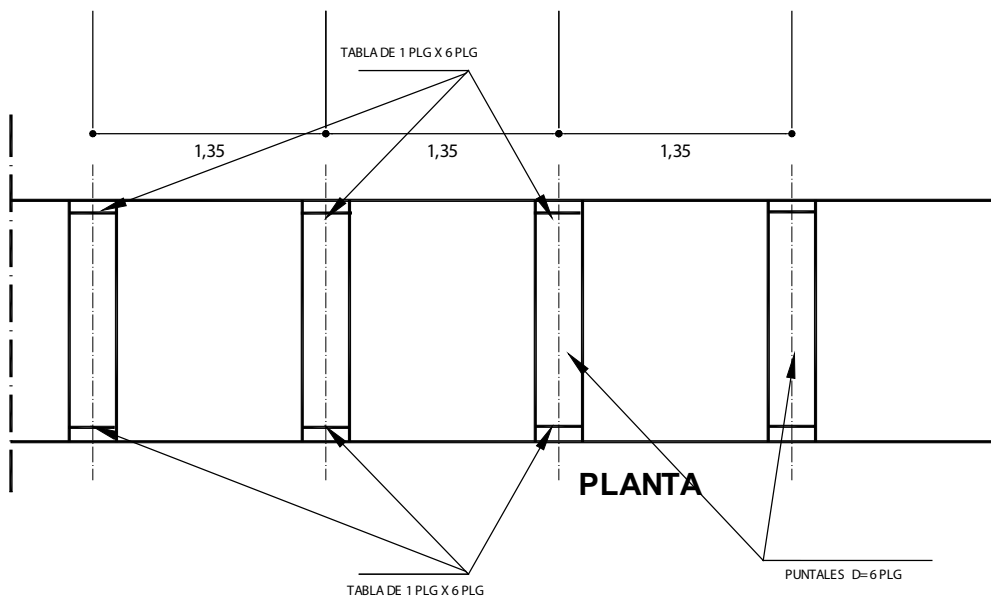
APUNTALAMIENTO

SIN ESCALA



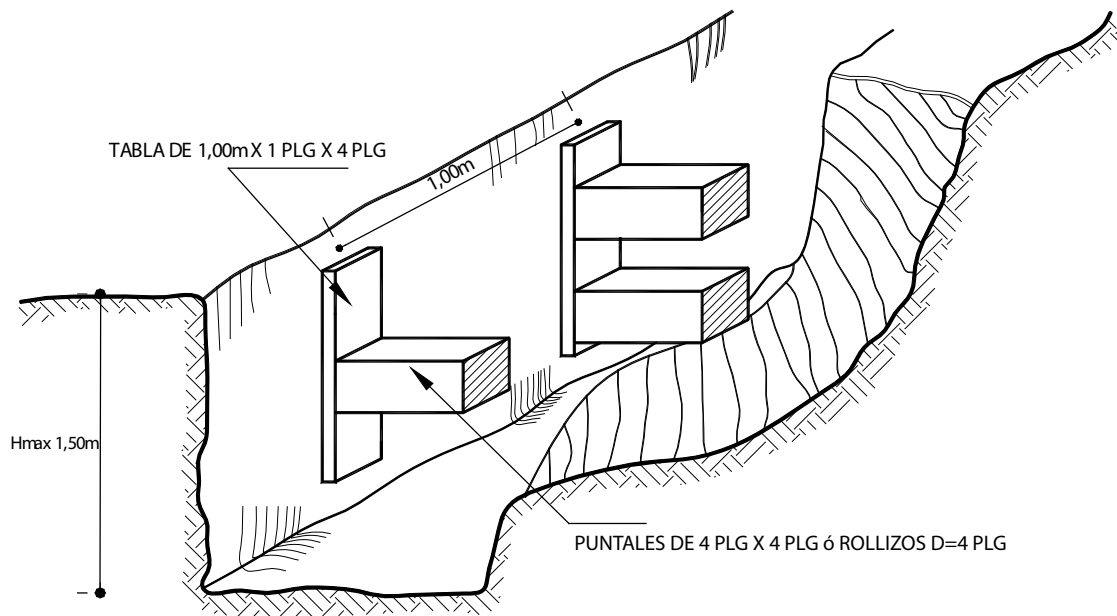
ELEVACION

CORTE



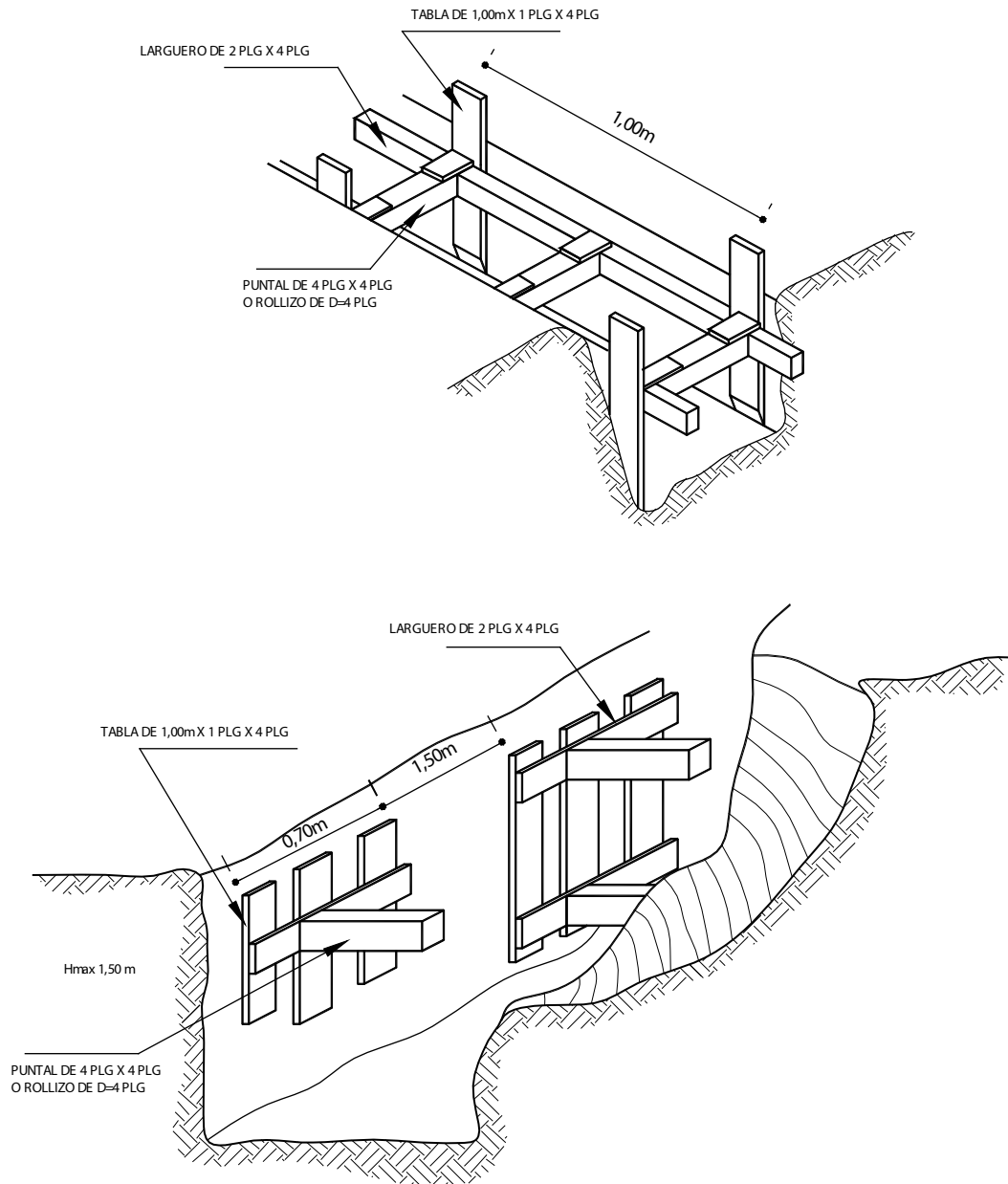
PLANTA

ESQUEMA DE ENTIBADO
SIN ESCALA



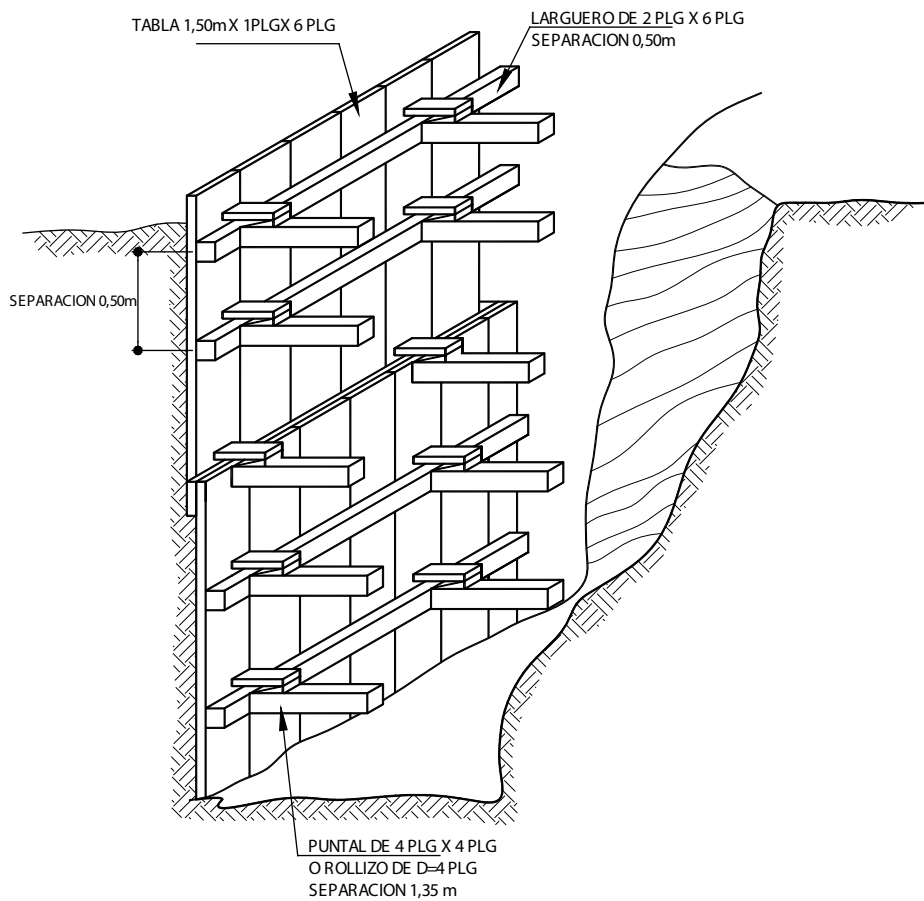
ESQUEMA DE ENTIBADO

SIN ESCALA



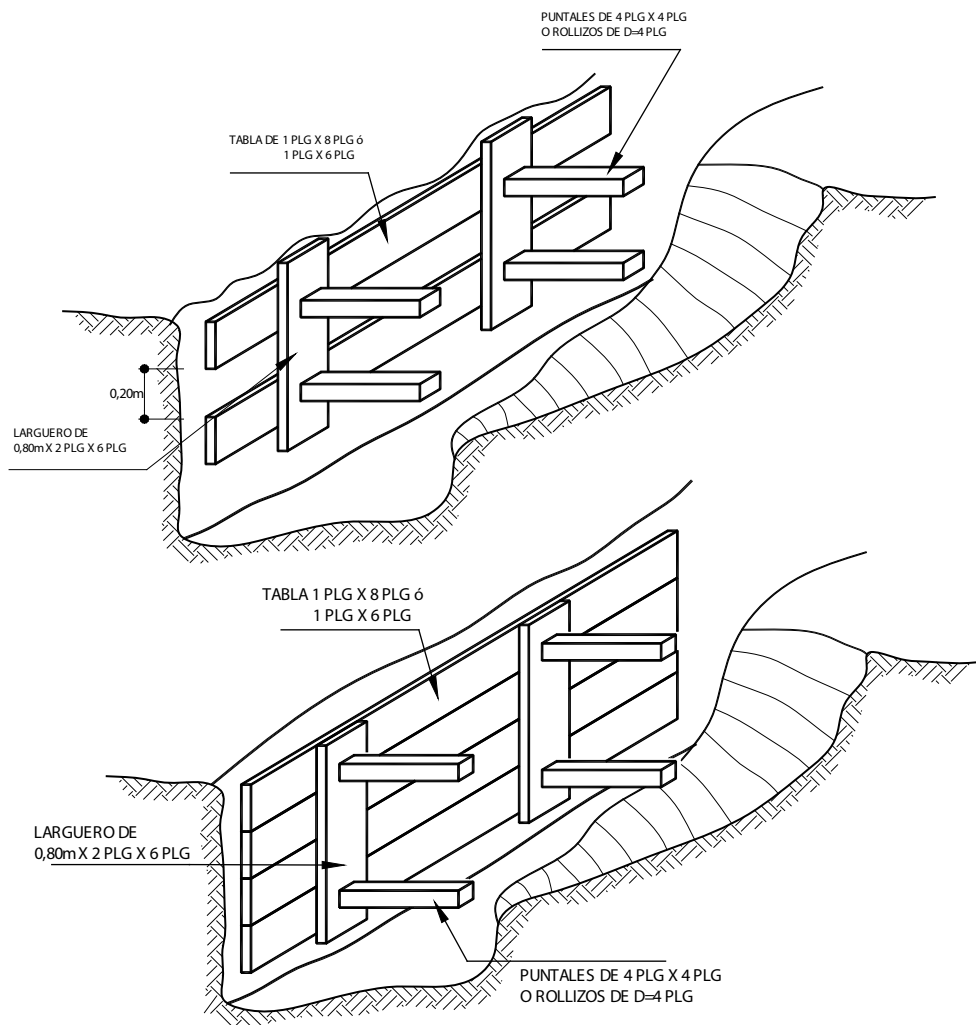
ESQUEMA DE ENTIBADO CONTINUO

SIN ESCALA



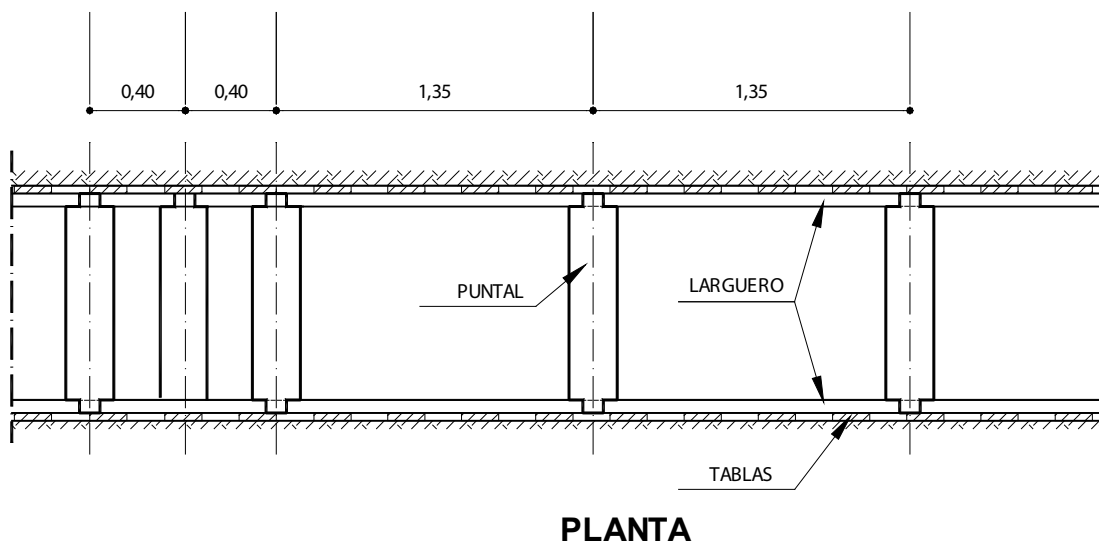
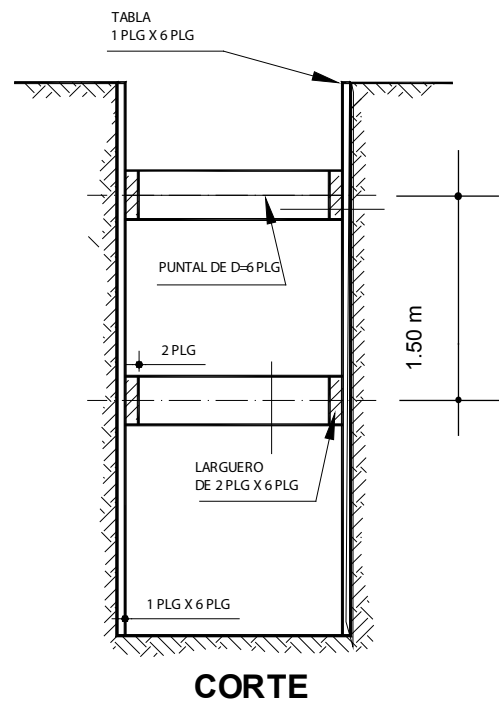
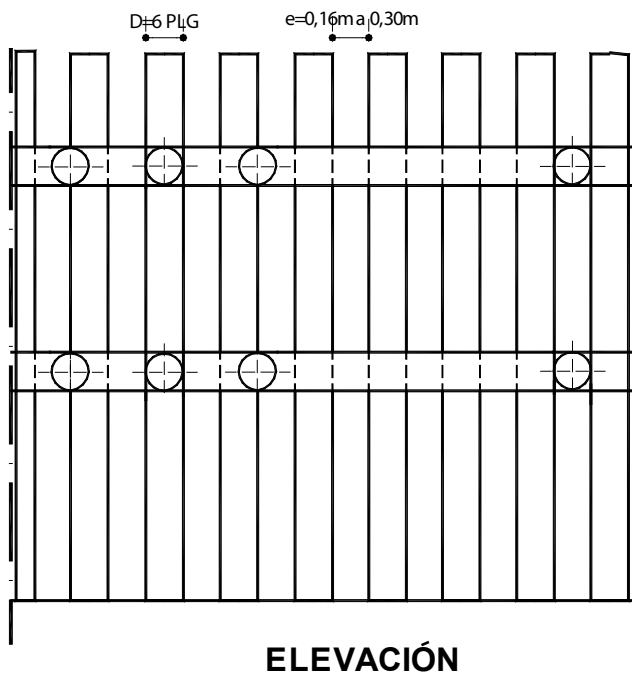
ESQUEMA DE ENTIBADO

SIN ESCALA



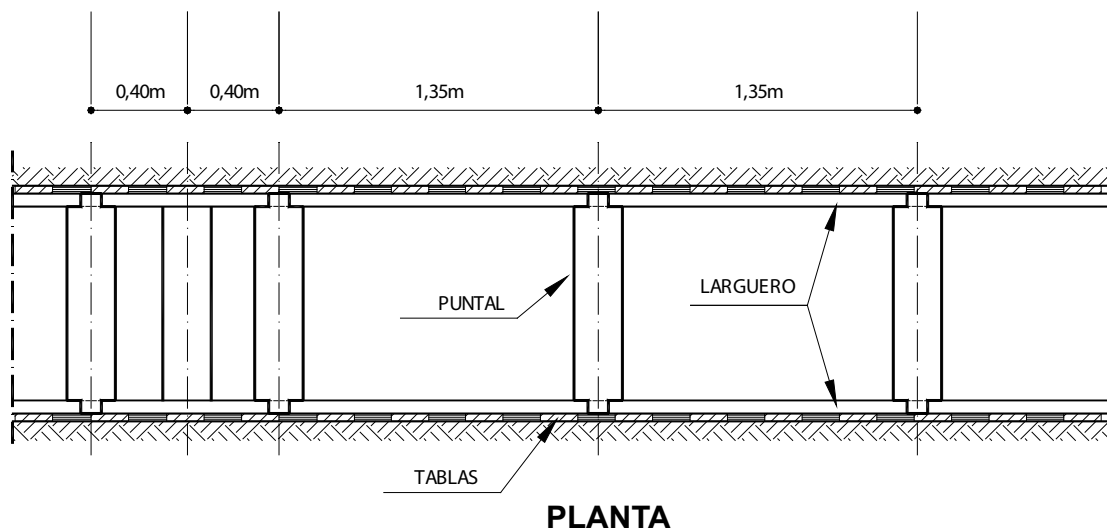
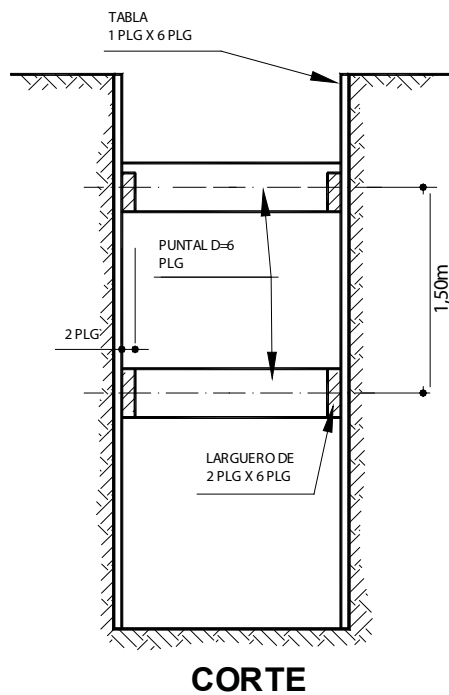
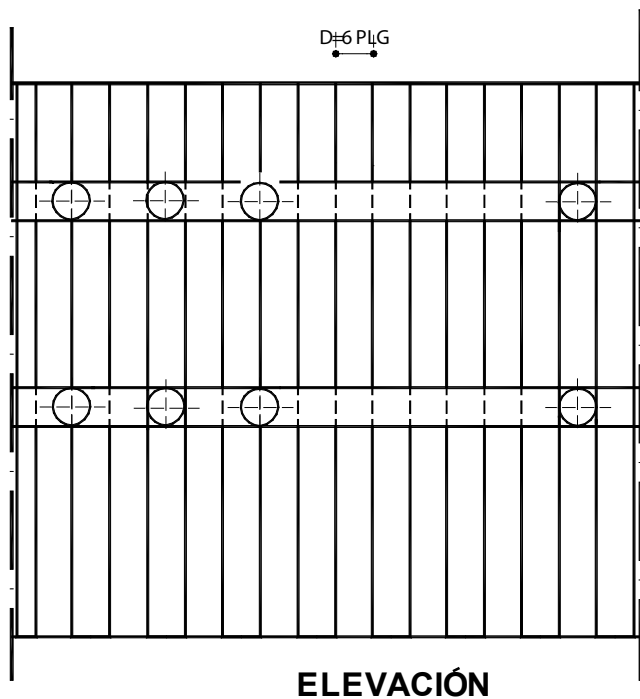
ENTIBADO DISCONTINUO

SIN ESCALA



ENTIBADO CONTINUO

SIN ESCALA



MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño de sifones invertidos en sistemas sanitarios

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE SIFONES INVERTIDOS EN SISTEMAS SANITARIOS	165
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN	165
2 ASPECTOS GENERALES	165
3 TIPOS DE SIFONES.....	165
4 HIDRÁULICA DEL SIFÓN	166
4.1 Pérdida de carga	167
4.2 Velocidades	168
5 DIÁMETRO MÍNIMO	168
6 NÚMERO DE TUBERÍAS	168
7 PERFIL DEL SIFÓN.....	169
8 CÁMARAS DE INSPECCIÓN.....	169
8.1 Cámara de entrada	169
8.2 Cámara de salida	169
9 VENTILACIÓN	170
10 VERTEDERO DE REBOSE - BY PASS	170
11 MATERIALES	170
12 TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN	171
13 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	171
14 EJEMPLO DE CÁLCULO.....	172
14.1 Cálculo de las tuberías del sifón invertido	173
14.2 Cálculo de la curva característica y la forma de operar del sifón	174
14.3 Niveles de agua en las cámaras del sifón	178
14.4 Ventilación del sifón.....	179
OTRAS FIGURAS.....	181

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE SIFONES INVERTIDOS EN SISTEMAS SANITARIOS

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 “Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial”, especialmente en el Capítulo 6.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar el diseño de sifones invertidos en sistemas sanitarios.

2 ASPECTOS GENERALES

En el proyecto de obras de sistemas sanitarios, la topografía local puede exigir la ejecución de obras especiales como sifones invertidos, dada la necesidad de superar obstáculos como, quebradas, ríos, canalizaciones de aguas pluviales, aductoras, cruce de túneles subterráneos (metros), etc. Siempre que sea posible se debe evitar el uso de sifones invertidos por los grandes inconvenientes que representa su conservación y mantenimiento, sin embargo muchas veces no es posible resolver de otra manera el problema de paso de depresiones.

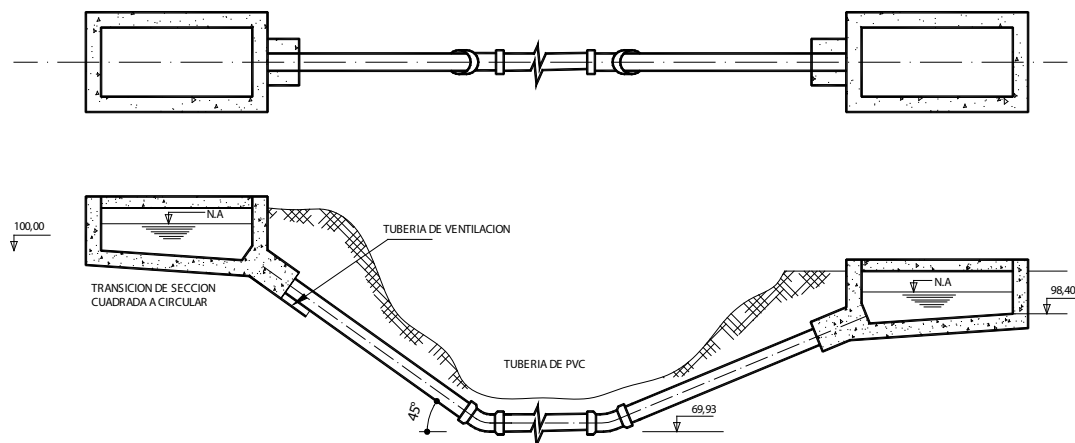


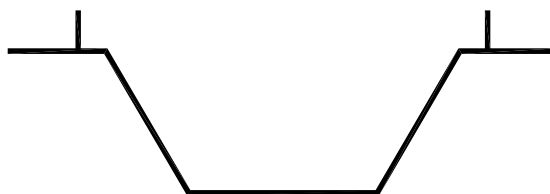
Figura 1 - Sifón invertido

El sifón invertido es una obra de costo relativamente elevado y presenta dificultades de limpieza y desobstrucción, razón por la cual debe ser utilizado solamente después de un estudio comparativo con otras alternativas.

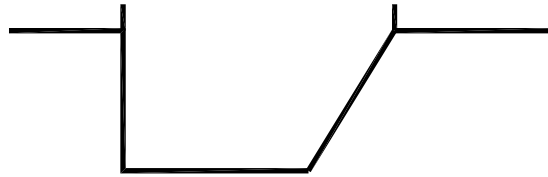
3 TIPOS DE SIFONES

Los principales tipos de sifones invertidos son los que se indican a continuación:

a) Ramas oblicuas



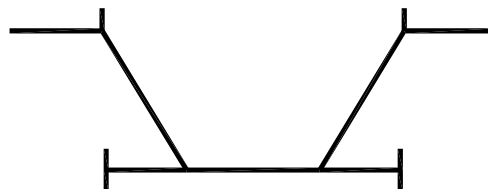
b) Pozo vertical



c) Ramas verticales



d) Con cámaras de limpieza



El sifón invertido tipo a) se emplea para cruces de obstáculos, para lo que se cuenta con suficiente desarrollo y en terrenos que no presenten grandes dificultades de ejecución.

Los sifones invertidos tipos b) y c) con una o dos ramas verticales, son preferidos para emplazamientos de poco desarrollo o en caso de grandes dificultades constructivas. Debido a sus características de fácil limpieza y reducido espacio, son muy aconsejables.

El sifón tipo d) con cámaras de limpieza, tiene su aplicación en obras de cruce de vías subterráneas.

4 HIDRÁULICA DEL SIFON

El sifón invertido, presenta aproximadamente una forma de "U" interconectada con dos cámaras. En su entrada existe una cámara cuya función es orientar el flujo hacia el sifón propiamente dicho y a su salida otra cámara que permite guiar el flujo efluente hacia el colector aguas abajo. Entre estas cámaras, el escurrimiento se produce por gravedad, en conducto forzado (a presión hidráulica o sea a tubo lleno), siendo por lo tanto el nivel de agua en la cámara de entrada superior al de la cámara de salida.

La conexión entre las dos cámaras, sifón propiamente dicho, puede ser a través de dos (2) o más conductos. Los conceptos hidráulicos aplicables, son por tanto, aquellos que corresponden a conductos forzados con pérdida de carga igual a la diferencia de niveles entre la entrada y la salida.

Para los cálculos de pérdidas de carga distribuida, se recomienda el uso de la fórmula universal con el coeficiente de rugosidad uniforme equivalente $K = 2 \text{ mm}$. Si se utiliza la fórmula de Hazen Williams se recomienda utilizar el coeficiente $C = 100$. Para la fórmula de Manning, se recomienda el valor de $n = 0,013$.

4.1 Pérdida de carga

Para el cálculo de pérdidas de carga, localizadas o singulares, se utilizan las siguientes expresiones:

a) En cámara de entrada al Sifón

La pérdida de carga H_e , supuesta, la entrada por un cambio de rasante en solera de borde agudo es:

$$H_e = 1,1 \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

b) Pérdida de altura potencial H_p

Debido al incremento de velocidad al pasar de V_1 en el colector de llegada (que no funciona en carga) a V_2 velocidad del agua en el sifón, es:

$$H_p = 1,1 \frac{V_2^2 - V_1^2}{2 \cdot g}$$

c) Pérdida de Carga en el Sifón

- Pérdida debida a los codos (ángulos)

$$H_c = 0,1316 \left(\frac{a^\circ V_2^2}{90^\circ 2 \cdot g} \right)$$

- Pérdida debida al rozamiento con las paredes para una longitud de sifón

$$H_r = h \text{ (m/m)} \cdot L$$

d) En cámara de Salida

La pérdida se debe a la disminución de la velocidad al pasar de la del sifón a la del colector aguas abajo. El incremento de energía correspondiente, expresado en altura es:

$$H_s = \frac{A_3 - 1}{A_2} \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot g}$$

Valor no computable que queda como factor de seguridad.

donde:

A_3 Area de la sección mojada del colector de salida
 A_2 Area de la sección del sifón

Por tanto la pérdida total será:

$$H = H_e + H_p + H_c + H_r + H_s$$

La experiencia aconseja que la rama descendente del sifón invertido debe tener gran pendiente 1:1 a 1:3, mientras que la ascendente debe tener una inclinación menor 1:2.5 hasta 1:7.

Como material de construcción se emplea casi generalmente tubería de hierro fundido dúctil, debido a la normalización de las piezas curvas de fundición siendo posible la formación de ángulos de 11,25°; 22,5°; 30°; 45°; ó sus combinaciones.

Para una fácil limpieza es conveniente que la parte que queda debajo del obstáculo que une las ramas ascendente y descendente tenga una ligera pendiente de 1:100 a 1:1 000

4.2 Velocidades

Para obtener una buena auto-limpieza en el sifón invertido, el objetivo fundamental de un proyecto consiste en garantizar una condición de escurrimiento tal que, por lo menos una vez por día propicie la auto-limpieza de las tuberías a lo largo del período de proyecto. Para esto, es necesaria la determinación precisa de los caudales de aguas residuales afluentes al sifón.

Para obtener una buena auto-limpieza en el sifón invertido, la velocidad del líquido en su interior, debe ser como mínima de 0,90 m/s, que además de impedir la sedimentación del material sólido (arena) en la tubería, es capaz de remover y arrastrar la arena depositada.

Si la velocidad igual a 0,90 m/s es capaz de arrastrar la arena sedimentada en la tubería, la ocurrencia de valores de velocidad superiores a 0,90 m/s, por lo menos una vez al día, con mayor razón producirán la auto-limpieza del sifón impidiendo así, la formación de depósitos de material sólido que puede obstruir la tubería.

Por tanto, un criterio racional para el dimensionamiento de sifones invertidos puede ser la imposición de tener en cualquier época una velocidad mayor o igual a 0,90 m/s para el caudal máximo de aguas residuales de un día cualquiera, lo que significa no incluir el coeficiente del día de mayor contribución k_1 en el cálculo de éste caudal máximo.

La imposición de una velocidad mínima de 0,90 m/s recomendada por algunos autores para los caudales mínimos de aguas residuales no es un criterio adecuado de dimensionamiento y conduce a valores excesivos de pérdidas de carga en el sifón para los caudales máximos. En muchos casos esta situación puede obligar a desistir del uso de sifones invertidos.

La velocidad máxima, es función de las características del material del sifón y de la carga disponible, de un modo general, la misma no debe ser mayor a 3,0 ó 4,0 m/s.

5 DIÁMETRO MÍNIMO

Considerando que para tuberías de menor dimensión es mayor la posibilidad de obstrucción, es recomendable que el diámetro mínimo del sifón tenga un valor similar al fijado para los colectores. Por tanto se recomienda un diámetro de 150 mm (6 plg) como diámetro mínimo.

6 NÚMERO DE TUBERIAS

El sifón invertido debe tener, como mínimo dos líneas, a fin de hacer posible el aislamiento de una de ellas sin perjuicio del funcionamiento, cuando sea necesaria la ejecución de reparaciones y/o desobstrucciones.

En el caso de existir grandes variaciones de caudal, el número de líneas debe ser determinado convenientemente para garantizar el mantenimiento de la velocidad adecuada a lo largo del tiempo.

7 PERFIL DEL SIFÓN

La facilidad de limpieza y las pérdidas de carga son dos aspectos que deben ser considerados para la definición del perfil del sifón.

El perfil de mayor uso es el que se asemeja a un trapecio con la base menor para abajo y sin la base mayor.

Así la elección del perfil sea función de las condiciones locales y del espacio para su implantación, es de importancia fundamental que se procure proyectar el sifón con ángulos suaves que permitan la utilización de equipos simples para la limpieza y desobstrucción.

8 CÁMARAS DE INSPECCIÓN

El sifón invertido debe ser proyectado con dos cámaras visitables, cámara de entrada y cámara de salida.

8.1 Cámara de entrada

La cámara de entrada debe ser proyectada de manera que oriente el escurrimiento hacia las tuberías que constituyen el sifón propiamente dicho, debe prever además dispositivos que permitan:

- a) El aislamiento de cualquiera de las líneas para su limpieza
- b) El desvío del caudal afluente para cualquiera de las líneas, aisladamente o en conjunto con otra
- c) El desvío o by - pass directamente para un curso de agua o galería
- d) La entrada de un operador o equipos para desobstrucción o agotamiento

Los dispositivos para aislamiento de tuberías pueden ser compuertas de madera, que deslizan en ranuras apropiadas, o vertederos adecuadamente dispuestos para permitir la entrada en servicio de la nueva tubería después de alcanzar el límite de capacidad de la anterior.

Generalmente son utilizadas compuertas que tienen la ventaja de poder distribuir mejor los caudales, de modo que mantenga siempre una velocidad mínima de autolimpieza; sin embargo, ésta alternativa tiene la desventaja de requerir la entrada de personas en la cámara para efectuar la operación de las compuertas.

La utilización del vertedero lateral tiene la ventaja de evitar la entrada frecuente de personas en la cámara, sin embargo ocasiona mayor pérdida de carga, pues es considerado un obstáculo sumergido, cuando el escurrimiento pasa sobre él. Cuando es utilizado el vertedero lateral, deben ser tomados los debidos cuidados en relación a las velocidades para atender las condiciones de auto-limpieza.

8.2 Cámara de salida

Debe ser también adecuadamente proyectada de modo de permitir la inspección, el aislamiento y la limpieza de cualquier línea del sifón. Las soleras de los tubos afluentes y de la tubería de salida quedarán rebajadas, en relación a la tubería de llegada en la cámara de entrada, en 1/3 del valor correspondiente a la pérdida de carga a lo largo del sifón, más las pérdidas localizadas.

Las cámaras de entrada y salida deben ser proyectadas con dimensiones adecuadas,

de modo que permitan el acceso y movimiento de personas y equipos, en forma cómoda durante las operaciones que se realicen en las mismas.

9 VENTILACIÓN

Considerables cantidades de aire y gases son arrastradas por el escurrimiento de aguas residuales en los colectores que funcionan en lámina libre. En cambio, éste flujo es interrumpido en la cámara de salida del sifón, ya que el escurrimiento en el sifón se efectúa en conducto forzado.

Debido a esa interrupción, se produce una acumulación de aire y gases que origina una presión positiva en la cámara de entrada, y puede provocar el escape de gases con olor desagradable a través de orificios y aberturas en las tapas de acceso a las cámaras.

Si la cámara de entrada fuese completamente hermética, los gases efectuarían un camino en sentido inverso al escurrimiento hasta conseguir salir por las cámaras de inspección aguas arriba del sifón.

En éste caso, todo el oxígeno extraído de la cámara y los gases (principalmente el sulfhídrico que se desprende del líquido debido al aumento de turbulencia), se concentran pudiendo ocasionar serios problemas de olor. Con la acumulación de sulfatos en la cámara de entrada, el ambiente se torna altamente tóxico, y puede ocasionar la muerte de los operadores que visiten la cámara sin la debida máscara de protección.

Para minimizar este problema, se puede interconectar las cámaras de entrada y salida por medio de una tubería, de modo que los gases sean transferidos para la cámara de salida y arrastrados por el flujo de aguas residuales aguas abajo del sifón.

Dependiendo de la ubicación de la cámara de entrada, los gases pueden ser lanzados en la atmósfera siempre que las condiciones ambientales locales no sean afectadas.

La evacuación de aire y gases se produce a través de una tubería con diámetro que varía desde un décimo hasta la mitad del diámetro del sifón. Cuando se interconectan las cámaras, esta tubería generalmente es ubicada en forma paralela a las tuberías del sifón.

10 VERTEDERO DE REBOSE - BY PASS

Existiendo la posibilidad de ocurrencia de accidentes, roturas, obstrucciones etc., que pueden interrumpir el funcionamiento del sifón invertido, se requiere de dispositivos de descarga. Si el sifón esta destinado a atravesar un curso de agua, se puede prever una tubería de descarga en la cámara de entrada, con una cota suficiente para el lanzamiento de aguas residuales en el río. Esta solución, no puede ser utilizada en los casos en que, el mantenimiento de la calidad del agua en el cuerpo receptor la torna inviable y siempre que las tuberías afluentes puedan ser descargadas en otros sitios.

11 MATERIALES

Pueden ser utilizados tubos de hierro fundido dúctil, hormigón armado, acero o plástico, sin embargo es más frecuente el uso de hierro fundido dúctil por su facilidad de instalación.

En los casos en que el sifón es construido sobre lechos o cursos de agua, se debe verificar su peso o anclar las tuberías, para evitar su flotación, condición que puede ocurrir durante el período de construcción o cuando el sifón es vaciado para reparaciones.

Los tubos livianos generalmente llevan una envoltura de cemento para evitar la flotación y su desplazamiento sirviendo además esta envoltura para su protección.

12 TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN

La técnica de construcción siempre que el obstáculo a salvar esté constituido por un arroyo o río, con un caudal de volumen apreciable, sigue alguno de los siguientes métodos.

- a) Se monta un andamio perpendicular a la dirección de la corriente; el sifón se instala sobre el andamio y luego se produce su descenso en bloque hasta que repose en un canal excavado con anterioridad para éste propósito
- b) El sifón, previamente montado, se suspende mediante grúas flotantes y se sumerge luego hasta reposar en la zanja excavada para tal fin
- c) El sifón se monta en tierra; se obturan ambos extremos; se recubre el exterior del sifón con hormigón proyectado o encofrado, hasta que el peso del sifón compense su flotabilidad en el agua; de ésta forma se consigue una protección suplementaria contra la corrosión; se conduce el sifón haciéndolo flotar mediante boyas, hasta que esté situado sobre el canal excavado previamente, se sueltan las boyas y se sumerge el sifón llenándolo con agua
- d) Se ejecuta el montaje del sifón en una orilla del río que constituye el obstáculo. Desde la orilla opuesta y mediante cables, éste es remolcado hasta su emplazamiento definitivo, por vehículos que circulan sobre una vía dispuesta en la prolongación teórica del eje del sifón

13 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los sifones exigen cuidados especiales sistemáticos con la finalidad de evitar obstrucciones. Una de las principales preocupaciones relacionadas al uso de los sifones se refiere a la necesidad de desobstrucción de los mismos, particularmente cuando ocurre la acumulación de sólidos pesados, como piedras, que resisten el arrastre hidráulico, situación que se traduce en la necesidad de utilización de equipos mecanizados de limpieza.

Un equipo de limpieza de sifones bastante eficiente es la denominada Bucket-Machine. Este equipo está provisto de un motor, que es responsable del accionamiento de una roldana que enrolla y desenrolla un cable de acero, que tiene en el extremo un recipiente que se introduce por el interior de las tuberías, raspando la solera y recolectando el material sedimentado. Existen recipientes de distintos tamaños y su elección depende del diámetro de las tuberías y también de las dimensiones de las cámaras de entrada y salida.

Se recomienda la realización de inspecciones regulares, a través de las cuales puedan ser previstas a tiempo la remoción de obstrucciones incipientes. En promedio, estas inspecciones deben ser realizadas una vez por mes.

La limpieza puede ser efectuada por diversos procedimientos.

- a) Limpieza manual, utilizando raspadores con cables
- b) Lavado con agua proveniente de camiones succión-presión
- c) Retención temporal del agua en el tramo aguas arriba del sifón, seguida de una apertura instantánea de la compuerta en la cámara de entrada
- d) Descarga de fondo en el punto bajo del sifón si las condiciones locales lo permiten

14 EJEMPLO DE CÁLCULO

Elaborar un proyecto de un sifón con los siguientes datos:

a) Caudales de proyecto

A lo largo de los años, los caudales afluentes al sifón serán de acuerdo con los valores mostrados en la figura 1.

En la figura 2, se tienen los caudales para cada etapa del proyecto, los cuales son mostrados en la tabla 1.

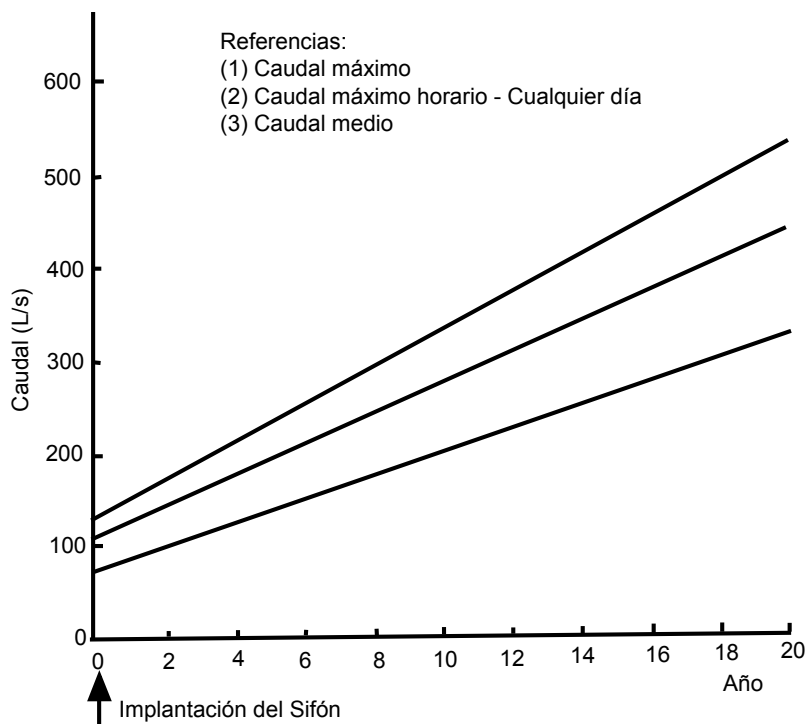


Figura 2 - Caudales afluentes al sifón a lo largo de los años

Tabla 1 - Caudales afluentes en función de las etapas de implantación del sifón

Etapas	Caudales (L/s)		
	Caudal medio, Q (L/s)	Caudal máximo horario - día cualquiera (*) (L/s)	Caudal máximo (L/s)
Año cero - (implantación)	80	111	130
Primera Etapa (10 años)	200	283	336
Segunda Etapa (20 años)	328	446	534

(*) Caudal máximo horario día cualquiera, utilizado para verificación de la autolimpieza, sin k_1 .

b) Longitud del sifón

La longitud del sifón es de 40 m.

c) Características del colector que afluye al sifón

Diámetro	800 mm
Pendiente	0,0036 m/m (0,36 %)
Cota de la solera del colector afluyente	384 m.

Solución:

14.1 Cálculo de las tuberías del sifón invertido

Admitiéndose que el sifón invertido estará constituido de 3 tuberías (1, 2 y 3), de modo que la tubería 1 atenderá la etapa cero, la tubería 2 más la tubería 1 atenderán la primera etapa y la tubería 3 y las demás atenderán la segunda etapa.

A continuación se determinan sus diámetros, considerándose para el caudal medio una velocidad superior a 0,60 m/s (para el caudal máximo horario de un día cualquiera, velocidad igual o superior a 0,9 m/s)

a) Determinación del diámetro de la tubería 1 para atender el inicio de la operación

Para el caudal medio de 80 L/s

$$A = \frac{Q_1}{V} = \frac{0,080}{0,60} = 0,133 \text{ m}^2$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,133}{\pi}} = 0,412 \text{ m}$$

Adoptándose el diámetro comercial más próximo, resulta $D_1 = 400 \text{ mm}$. Alternativamente, para el caudal máximo horario de un día cualquiera de 111 L/s.

$$A_1 = \frac{0,111}{0,90} = 0,123 \text{ m}^2, \text{ que también resulta } D_1 = 400 \text{ mm}$$

b) Determinación del diámetro de la tubería 2 para atender la primera etapa, en primera aproximación

Para $Q_{\text{med}} = 200 \text{ L/s}$

$$Q_2 = 200 - 80 = 120 \text{ L/s}$$

$$A_2 = \frac{Q_1}{Q} = \frac{0,120}{0,60} = 0,200 \text{ m}^2$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 A_2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,200}{\pi}} = 0,505 \text{ m}$$

Adoptándose el diámetro comercial más próximo, resulta en $D_2 = 500$ mm. Alternativamente, para el caudal máximo horario de un día cualquiera, de 283 L/s.

Para $Q_2 = 283 - 111 = 172$ L/s

$$A_2 = \frac{0,172}{0,90} = 0,191 \text{ m}^2, \text{ que también resulta } D_2 = 500 \text{ mm}$$

c) Determinación del diámetro de la tubería 3 para atender la segunda etapa, en primera aproximación

Para $Q_{\text{med}} = 328$ L/s

$$A_3 = \frac{Q_3}{V} = \frac{0,128}{0,60} = 0,213 \text{ m}^2$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{4 A_3}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,213}{\pi}} = 0,521 \text{ m}$$

Adoptándose el diámetro comercial más próximo, resulta $D_3 = 500$ mm

Alternativamente, para el caudal máximo horario de un día cualquiera, de 283 L/s.

Para $Q_3 = 446 - 283 = 163$ L/s

$$A_3 = \frac{0,163}{0,90} = 0,181 \text{ m}^2, \text{ que también resulta en } D_3 = 500 \text{ mm}$$

14.2 Cálculo de la curva característica y la forma de operar del sifón

Para determinar la curva característica del sifón, son calculadas las pérdidas de carga, que se compone de pérdidas de carga localizadas y pérdidas de carga distribuida.

a) Pérdida de carga localizada

Tabla 2 - Coeficiente de pérdida de carga localizada, en función de las piezas del sifón

Pieza	K_s
Entrada	0,50
2 curvas 45°	0,40
Salida	1,00
$\Sigma K_S = 1,90$	

Por tanto, la pérdida de carga localizada es: $1,90 \frac{V^2}{2g}$

b) Pérdida de carga distribuida

Las tuberías del sifón serán de hierro fundido dúctil clase k-7. Las pérdidas de carga serán calculadas por la fórmula Universal, con coeficiente de rugosidad uniforme equivalente (K) igual a 2,0 mm. Considerando que la longitud del sifón es de 40 m, las pérdidas de carga totales serán determinadas a través de las tablas 3 y 4.

Tabla 3 - Pérdida de carga total, en función del caudal para el sifón con tubería de 400 mm

Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdidas de carga (m)		
		Localizada	Distribuida	Total
30	0,24	0,01	0,01	0,02
60	0,48	0,02	0,04	0,06
90	0,71	0,05	0,08	0,13
120	0,95	0,09	0,14	0,23
150	1,19	0,14	0,22	0,36
189	1,48	0,20	0,32	0,52
210	1,67	0,27	0,44	0,71

En la figura 3, fueron trazadas las curvas características del sifón, determinándose las pérdidas de carga para las tuberías de 400 mm y de 500 mm, y sus respectivas velocidades.

El trazado de las curvas de pérdida de carga para las tuberías, fue hecho gráficamente, considerándose para una determinada pérdida de carga la suma de caudales de cada tubería. Para la distribución de los caudales a lo largo del período de proyecto y considerándose las velocidades de autolimpieza en las diferentes tuberías del sifón, se puede admitir una pérdida de carga máxima de 0,35 m.

Tabla 4 - Pérdida de carga total, en función del caudal para el sifón con tubería de 500 mm

Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdidas de carga (m)		
		Localizada	Distribuida	Total
30	0,15	0,01	0,01	0,02
60	0,31	0,01	0,01	0,02
90	0,46	0,02	0,03	0,05
120	0,61	0,04	0,05	0,09
150	0,76	0,06	0,07	0,13
189	0,92	0,08	0,10	0,18
210	1,07	0,10	0,14	0,24
240	1,22	0,14	0,18	0,32
270	1,37	0,18	0,22	0,40
300	1,52	0,22	0,27	0,49
330	1,68	0,27	0,33	0,60

La forma de operar el sifón, de modo que mantengan velocidades adecuadas, es presentada en la figura 3 y en la tabla 5.

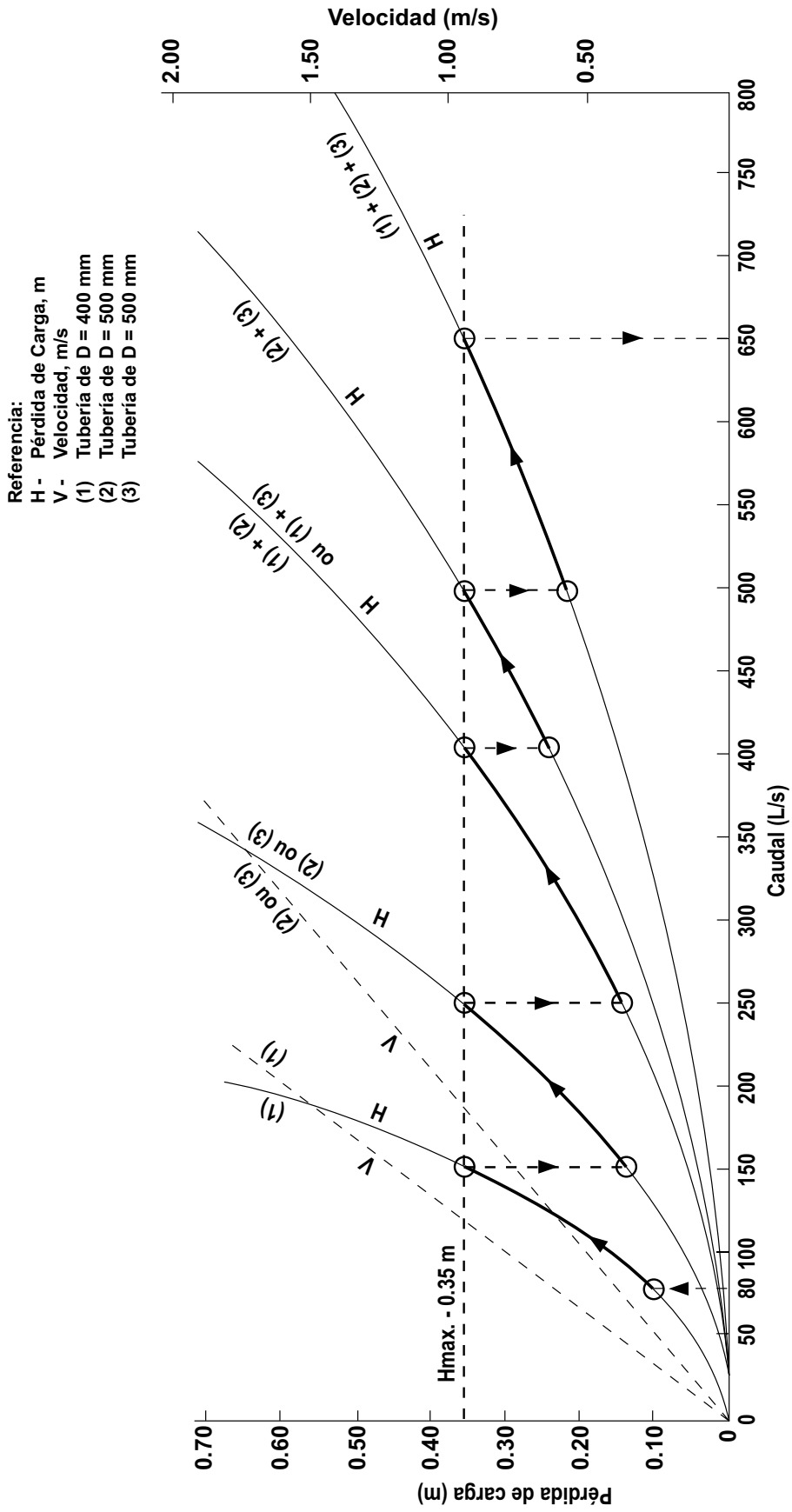


Figura 3 - Curva característica del sifón invertido y sus condiciones de operación

Tabla 5 - Variación de las velocidades y de las pérdidas de carga en las tuberías del sifón, en función del intervalo de caudales

Intervalo de caudales (L/s)	Tuberías en operación	Variación de velocidades (m)	Variación de las pérdidas de carga (m)
80 - 150	(1)	0,64 - 1,19	0,10 - 0,35
150 - 250	(2) o (3)	0,76 - 1,27	0,13 - 0,35
250 - 400	(1)+(2) o (1)+(3)	0,74 - 1,19 en la tubería 1 0,80 - 1,27 en la tubería 2 o 3 1,02 - 1,27	0,14 - 0,35
400 - 500	(2)+(3)	0,90 - 11,19 en la tubería 1	0,23 - 0,35
500 - 650	(1)+(2)+(3)	0,99 - 1,27 en las tuberías 2 y 3	0,21 - 0,35

Por lo que se observa en la tabla 5, la condición crítica de operación del sifón se sitúa en la fase inicial, donde la velocidad para el caudal medio es de 0,64 m/s, para el caudal máximo horario de un día cualquiera de 111 L/s, en el inicio de la operación la velocidad será de 0,88 m/s. Por lo expuesto en el numeral 4.2 del presente Reglamento, para esa velocidad se puede admitir que habrá autolimpieza en las tuberías del sifón.

Considerando la forma de operar el sifón y los caudales afluentes, se puede prever, conforme presentado en la figura 4, el período de operación de las diferentes tuberías del sifón (véase tabla 6).

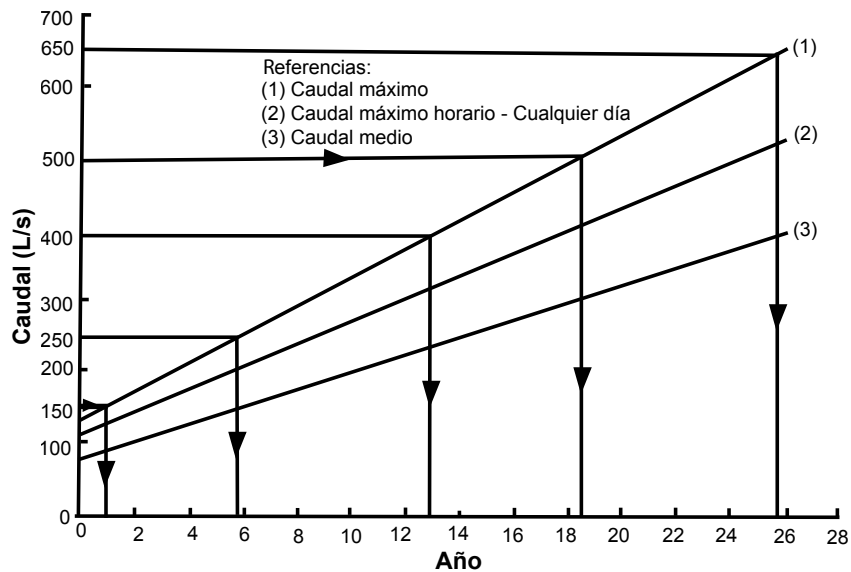


Figura 4 - Determinación del período de operación del sifón, en función del caudal

Tabla 6 - Período de operación de las tuberías del sifón

Tubería del sifón	Período de operación (años)
(1)	0 a 1
(2) o (3)	1 a 5
(1)+(2) o (1)+(3)	5 a 13
(2)+(3)	13 a 18
(1)+(2)+(3)	25

14.3 Niveles de agua en las cámaras del sifón

a) Cámara de entrada

Para la determinación de los niveles de agua en las cámaras del sifón, fueron considerados los caudales que ocasionan las pérdidas de cargas máximas ($\Delta H = 0,35$ m), conforme se observa en la figura 5. En la tabla 7 están determinadas las cotas de los niveles de agua en la cámara de aguas arriba para esos caudales.

Tabla 7 - Niveles de agua en la cámara aguas arriba

Q (L/s)	y/D	Cota de NA en la cámara aguas arriba
150	0,30	384,24
250	0,39	384,31
400	0,50	384,40
500	0,57	384,46
650	0,69	384,55

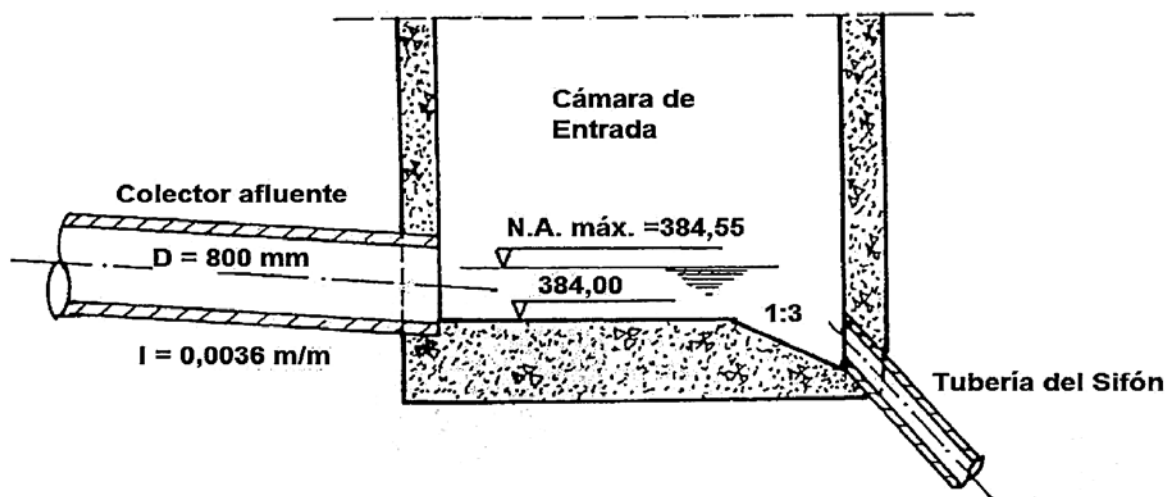


Figura 5 - Detalle de las cámaras de entrada

b) Cámara de salida

El nivel de agua a la salida del sifón es resultante del nivel de agua aguas arriba, menos la pérdida de carga. Considerando los caudales transportados por el sifón que ocasionan las pérdidas de carga máxima, se tienen los niveles de agua en la cámara aguas abajo, conforme se presenta en la tabla 8.

Tabla 8 - Niveles de agua en la cámara aguas abajo

Q (L/s)	Cota de NA en la cámara aguas arriba	Pérdida de carga (m)	Cota del NA en la cámara aguas abajo (m)
150	384,24	0,35	383,89
250	384,31	0,35	383,96
400	384,40	0,35	384,05
500	384,46	0,35	384,11
650	384,55	0,35	384,20

La cota del fondo de la cámara aguas abajo será definida de modo que no ahogue el colector efluente del sifón. Como el diámetro y la pendiente del colector efluente son iguales a los del colector afluente de la cámara aguas arriba, las alturas de las láminas de agua serán iguales. Así, la cota del fondo de la cámara aguas abajo debe ser:

$$\text{Cota de fondo} = 384,00 - 0,35 = 383,65 \text{ m.}$$

En la figura 6 son presentados los detalles de las cámaras aguas abajo, inclusive el nivel máximo de agua.

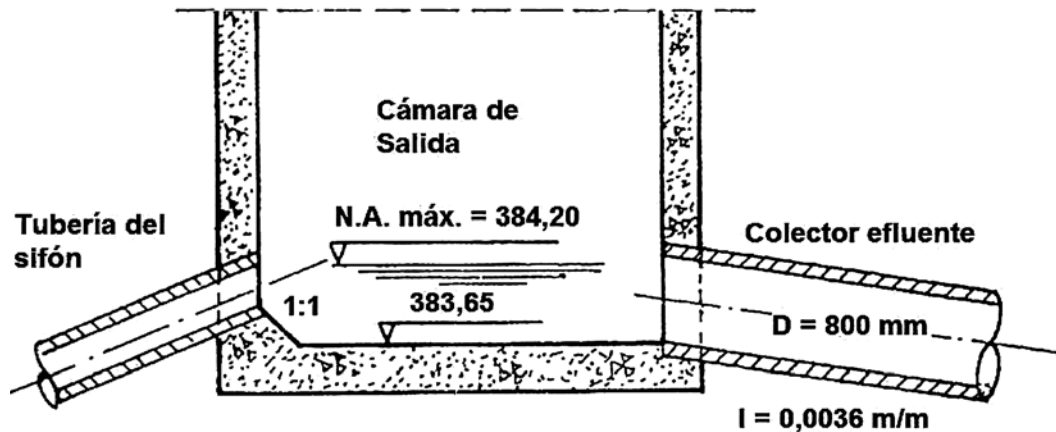


Figura 6 - Detalle de las cámaras de salida

14.4 Ventilación del sifón

Será proyectada una tubería para la ventilación del sifón a ser localizada en la cámara aguas arriba, pues esta se admite para que los gases expelidos no afecten a las condiciones ambientales del lugar. Su diámetro será equivalente a un décimo de las tuberías del sifón.

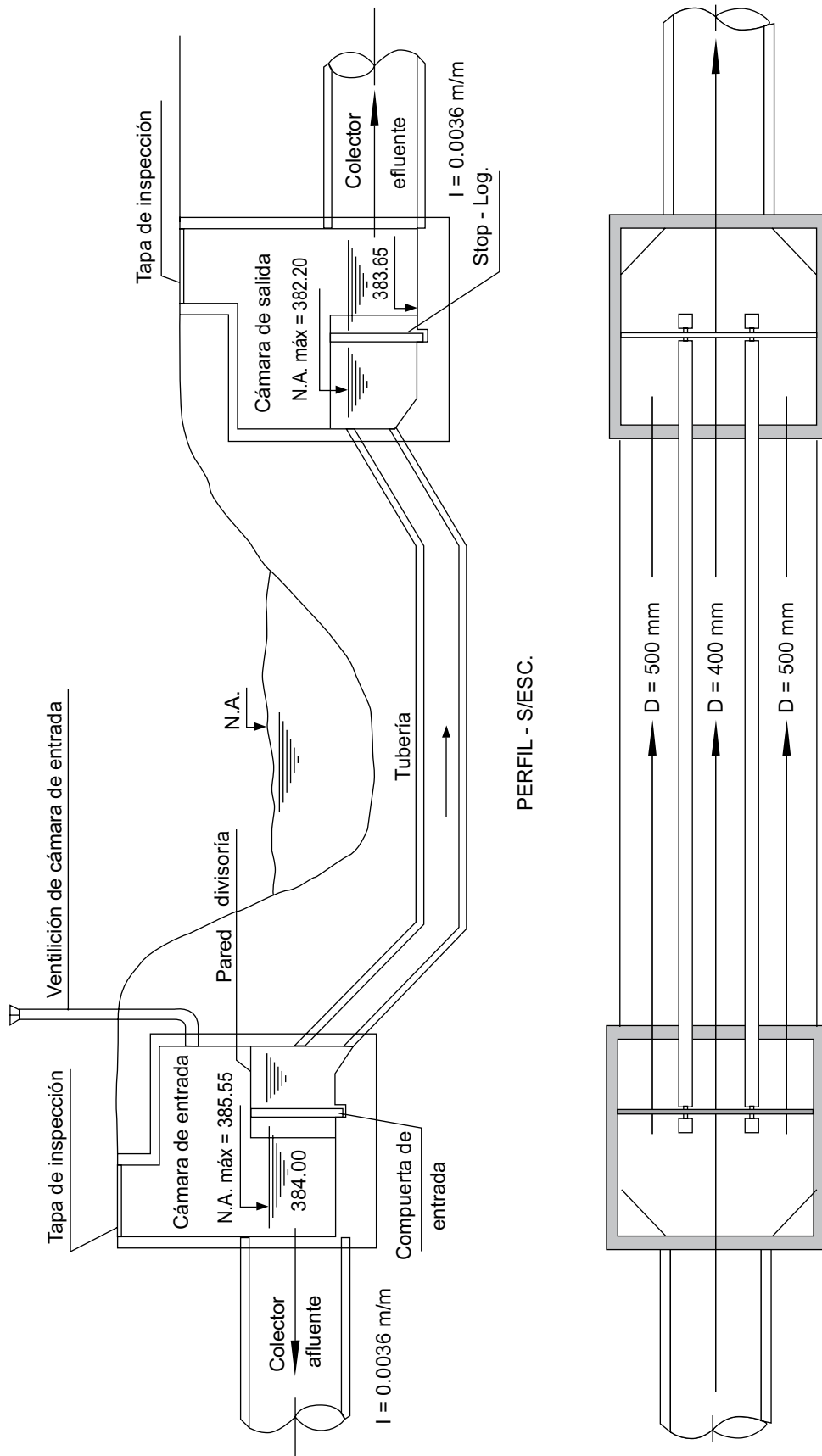
a) Áreas de las tuberías del sifón

$$1 \phi 400 \text{ mm} \longrightarrow A_1 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,40)^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

$$1 \phi 500 \text{ mm} \longrightarrow A_2 = 2 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{2 \cdot \pi \cdot (0,50)^2}{4} = 0,393 \text{ m}^2$$

El área equivalente de las tuberías del sifón será de 0,519 m². Por tanto el área de la tubería de ventilación del sifón será de 0,0519 m² y su diámetro será de 250 mm.

Para la determinación de los niveles de agua en las cámaras del sifón, fueron considerados los caudales que ocasionan las pérdidas de carga máximas.

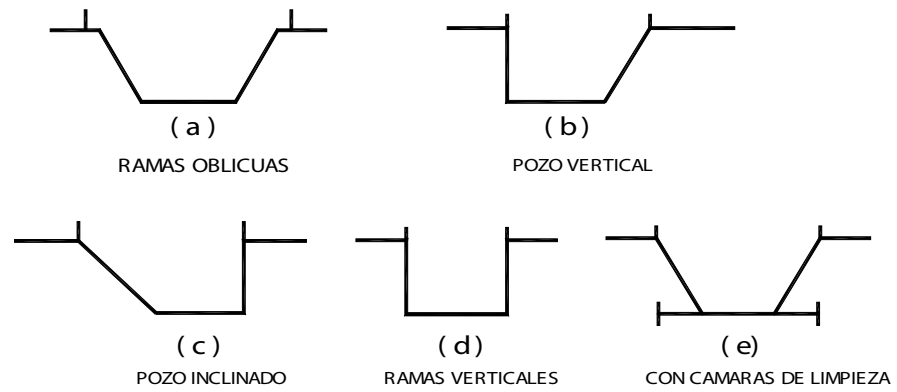


PLANTA - S/ESC
 Figura 7 - Proyecto del sifón invertido

OTRAS FIGURAS

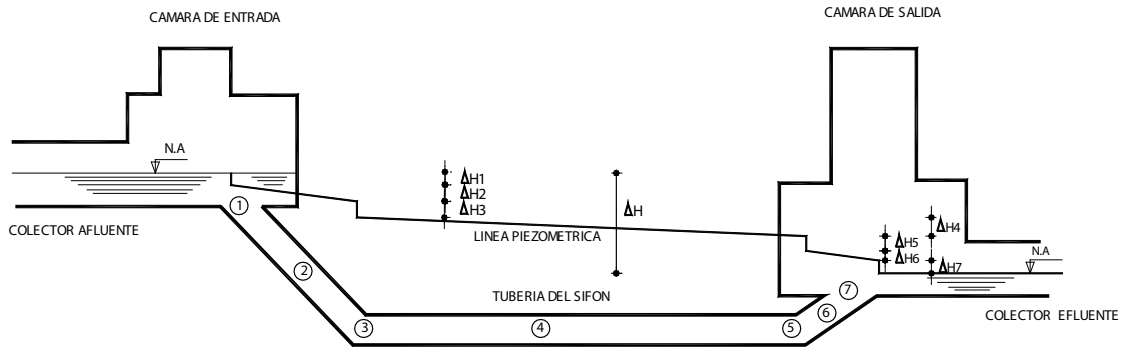
TIPOS DE PERFILES DE SIFONES INVERTIDOS

SIN ESCALA



PÉRDIDAS DE CARGA EN UN SIFÓN INVERTIDO

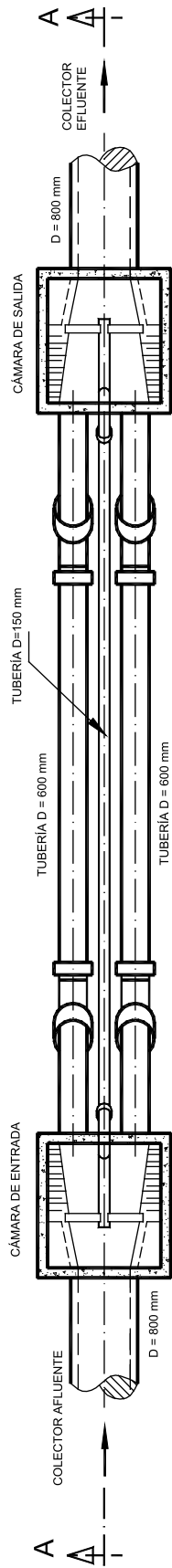
SIN ESCALA



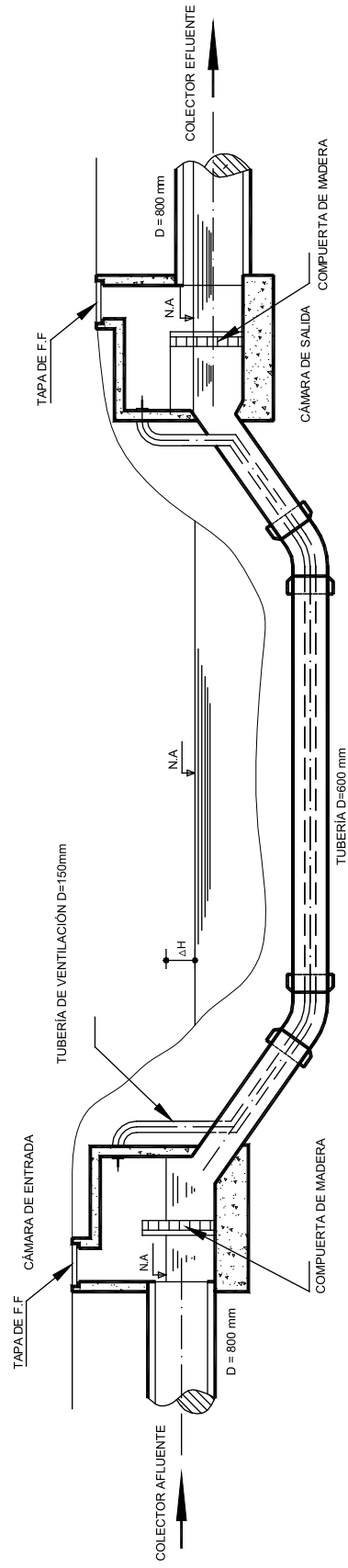
- ΔH_1 = PERDIDAS EN LA ENTRADA
- ΔH_2 = PERDIDAS EN 2
- ΔH_3 = PERDIDAS EN 3
- ΔH_4 = PERDIDAS EN 4
- ΔH_5 = PERDIDAS EN 5
- ΔH_6 = PERDIDAS EN 6
- ΔH_7 = PERDIDAS EN LA SALIDA

LAS PERDIDAS DE CARGA ΔH_1 , ΔH_3 , ΔH_5 y ΔH_7 SON PERDIDAS LOCALIZADAS,
 LAS DEMAS PERDIDAS DE CARGA SON DISTRIBUIDAS

**SIFÓN INVERTIDO DE DOS TUBERÍAS
RAMAS OBLICUAS
SIN ESCALA**

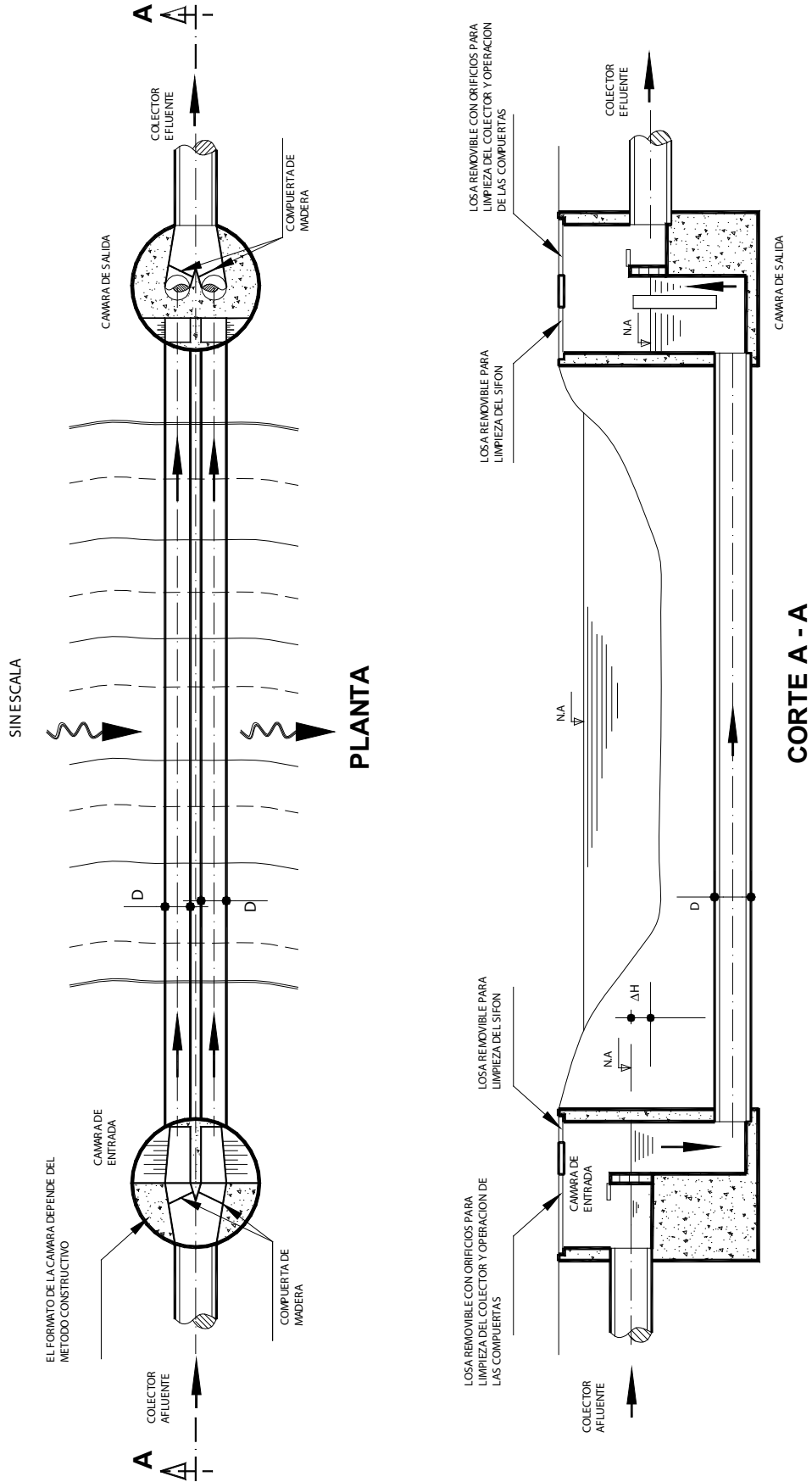


PLANTA



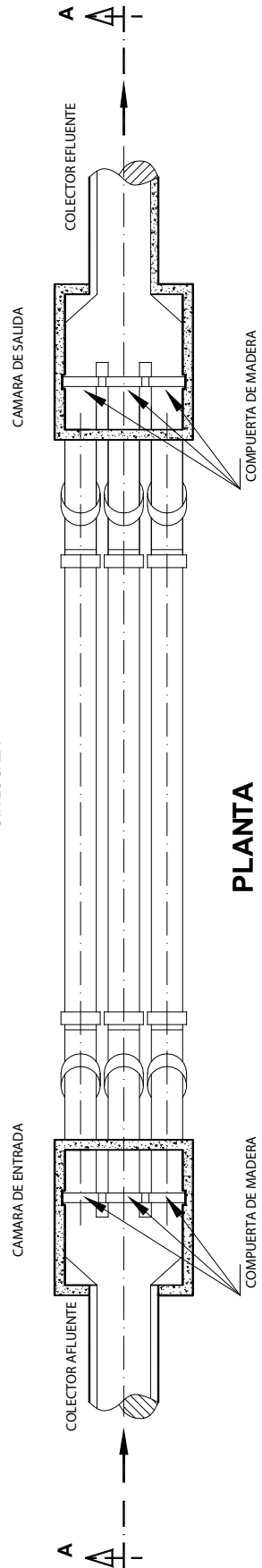
CORTE A - A

**SIFÓN INVERTIDO DE DOS TUBERÍAS
RAMAS VERTICALES**

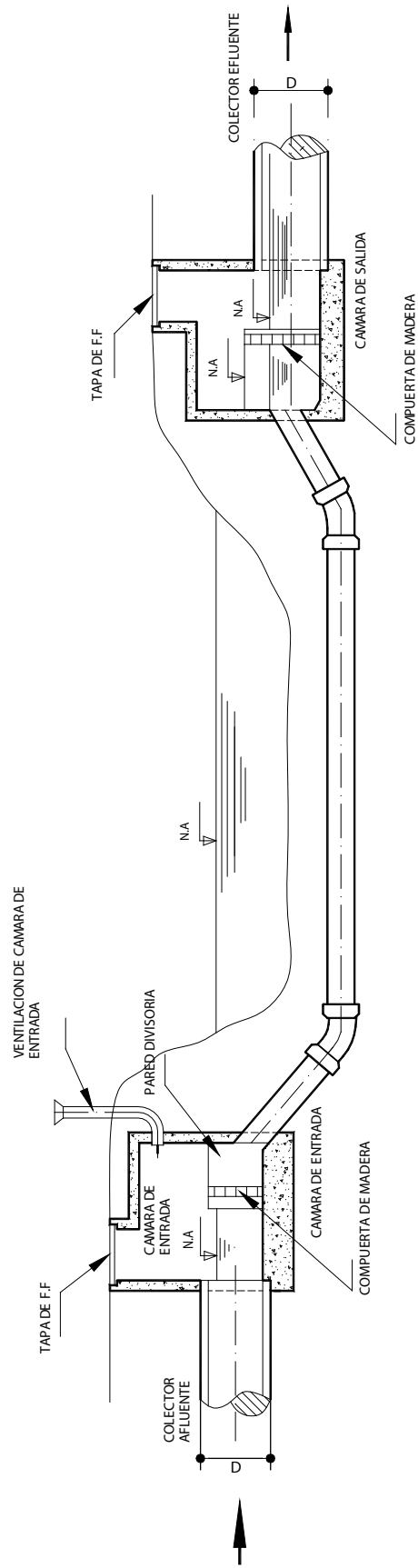


**SIFÓN INVERTIDO DE TRES TUBERÍAS
RAMAS OBLICUAS**

SIN ESCALA

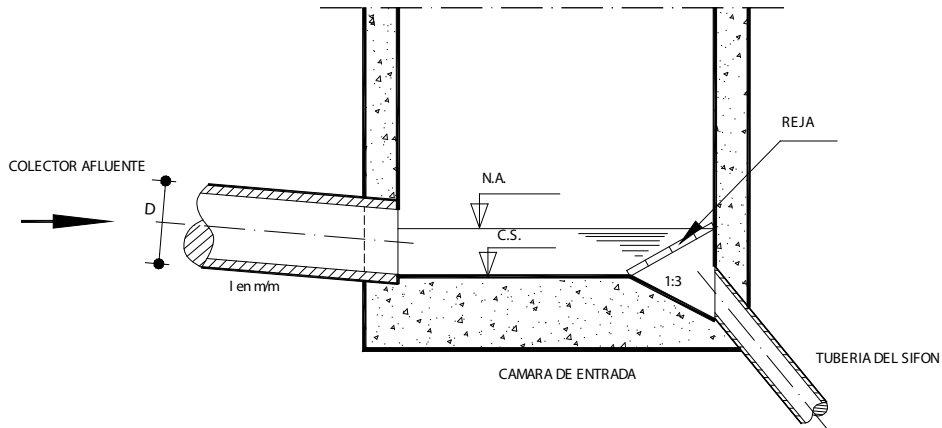


PLANTA

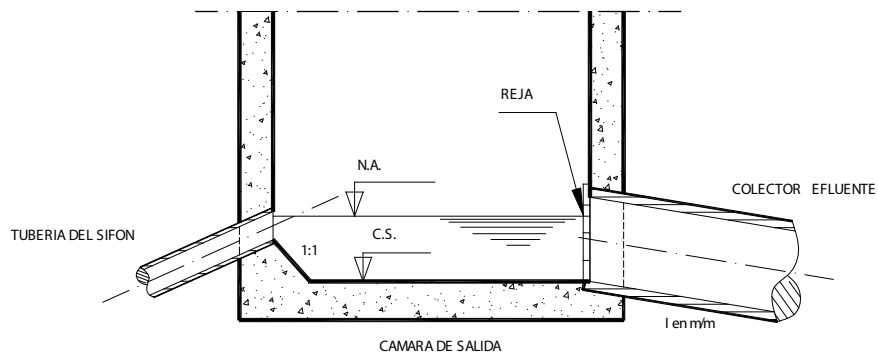


CORTE A - A

DETALLE DE CÁMARA DE ENTRADA
SIN ESCALA

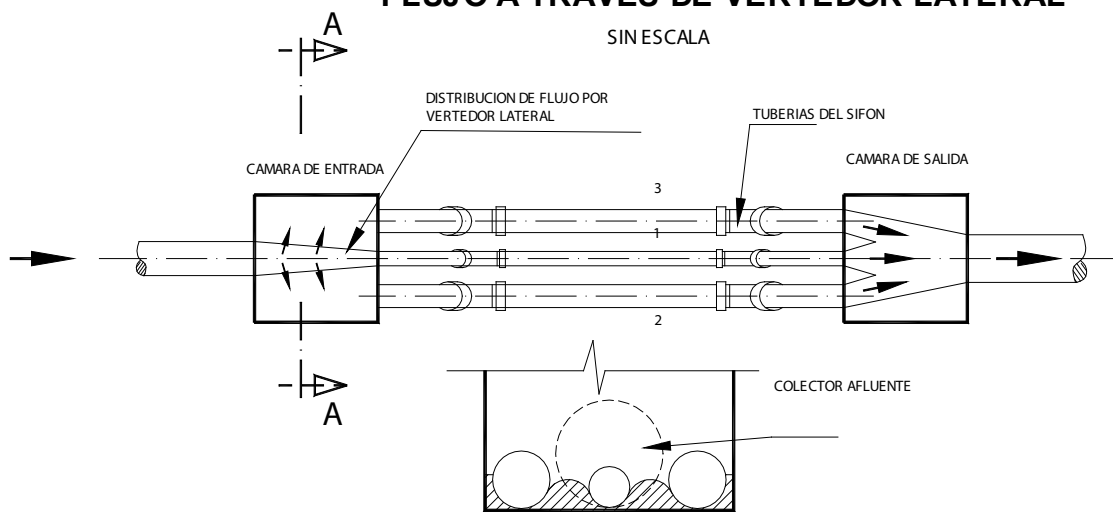


DETALLE DE CÁMARA DE SALIDA
SIN ESCALA



SIFÓN INVERTIDO CON DISTRIBUCIÓN DE FLUJO A TRAVÉS DE VERTEDOR LATERAL

SIN ESCALA



CORTE A-A

MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros

Tercera revisión
ICS 13.060.30
Aguas residuales

Abril 2007



Ministerio del Agua
Viceministerio de
Servicios Básicos

ÍNDICE

	Página
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE CUNETAS Y SUMIDEROS.....	193
1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	193
2 CONSIDERACIONES GENERALES.....	193
3 CUNETAS	193
3.1 Definición.....	193
3.2 Diseño de cunetas.....	193
3.2.1 Cunetas de sección triangular.....	195
3.2.2 Cunetas parcialmente llena.....	198
3.2.3 Cuneta con sección compuesta	198
3.3 Descarga admisible.....	198
3.4 Valores de los coeficientes “n” de Manning para cunetas.....	199
3.5 Recomendaciones generales para proyectos	199
3.6 Ejemplos de cálculo	200
3.6.1 Caudal máximo teórico.....	200
3.6.2 Lámina teórica de agua junto al cordón	200
3.6.3 Velocidad de escurrimiento	201
3.6.4 Capacidad máxima admisible de la cuneta.....	201
4 SUMIDEROS.....	201
4.1 Definición.....	201
4.2 Tipos de sumideros	202
4.2.1 Sumideros de acuerdo a la abertura o entrada.....	202
4.2.2 Sumideros de acuerdo a la localización.....	204
4.2.3 Sumideros de acuerdo al funcionamiento	205
4.3 Elección del tipo de sumidero	205
4.4 Ubicación y espaciamiento entre sumideros.....	206
4.5 Diseño de sumideros.....	207
4.5.1 Sumidero simple intermediario y de boca calle - lateral o de ventana	208
4.5.2 Sumidero intermediario y de boca calle - con reja y sin depresión	210
4.5.3 Sumidero de puntos bajos.....	212
4.5.3.1 Sumidero lateral o de ventana	212
4.5.3.2 Sumidero con reja	212
4.5.3.3 Sumidero combinado o mixto.....	213
4.6 Coeficientes de seguridad para sumideros	213
4.7 Ejemplos de cálculo	214
4.7.1 Sumidero intermedio lateral o de ventana con depresión.....	214
4.7.1.1 Referencia rápida para sumideros de ventana con depresión.....	216
4.7.2 Sumidero con reja	216
4.7.2.1 Referencia rápida para sumideros con reja	217
OTRAS FIGURAS.....	219

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE CUNETAS Y SUMIDEROS

1 OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

El presente Reglamento Técnico da vigencia y declara de obligatorio cumplimiento a la norma NB 688 "Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial", especialmente en el Capítulo 6.

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas pluviales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar el diseño de cunetas y sumideros.

2 CONSIDERACIONES GENERALES

Las cunetas y los sumideros colectores son los elementos diseñados para recolectar el escurrimiento pluvial que drena a través de las calles. Estas estructuras deben ser convenientemente ubicadas y dimensionadas. Los sumideros tienen cajas o cámaras, las cuales están conectadas a la red de alcantarillado pluvial.

3 CUNETAS

3.1 Definición

Las cunetas son las depresiones en los extremos de las vías, calles o calzadas que recogen el escurrimiento pluvial que drena a éstas.

3.2 Diseño de cunetas

Para determinar la capacidad de un sumidero colector, es necesario conocer primero las características del escurrimiento en la cuneta aguas arriba de éste.

La capacidad de una cuneta depende de su forma, pendiente y rugosidad. Si se conocen las pendientes transversal y longitudinal de la calle, la cuneta puede representarse como un canal abierto de sección triangular y su capacidad hidráulica puede estimarse con la fórmula de Manning de flujo uniforme. La deducción de esta ecuación, se presenta en el numeral 3.2.1. Ésta ha sido usualmente representada mediante el nomograma de Izzard que resuelve la siguiente ecuación:

$$Q_o = 0,375 \cdot \sqrt{l} \cdot \left(\frac{z}{n} \right) \cdot y_o^{8/3}$$

donde:

Q_o	Caudal en la cuneta, en m ³ /s
l	Pendiente longitudinal
$1/z$	Pendiente transversal
n	Coefficiente de rugosidad de Manning
y_o	Profundidad de flujo, en m

Es necesario considerar que "n" debe ser incrementado para tener en cuenta el efecto de flujo lateral en la calle (véase tabla 1), pues el flujo extendido y poco profundo y la profundidad transversal variable, hace que no sea simétrico y que la distribución de los esfuerzos cortantes sea irregular.

La suposición de flujo uniforme en cunetas no es estrictamente correcta, pues se tienen condiciones de flujo espacialmente variado en la medida en que los aportes se incrementan en la dirección de flujo en la cuneta.

Para pendientes longitudinales del orden de 1 % el error de suponer flujo uniforme es de alrededor del 3 %; sin embargo, éste se incrementa en la medida en que la pendiente disminuye, de tal manera que para pendientes muy suaves, la capacidad de la cuneta es notoriamente menor que la estimada con la ecuación de Manning. En estos casos el flujo en la cuneta debe estimarse con base en flujo espacialmente variado.

Por otra parte, cuando el flujo en la cuneta se remansa alrededor del sumidero, la profundidad es controlada por las características de entrada a este último en lugar de la hidráulica de la cuneta.

En general las cunetas se construyen con una pendiente transversal del 2 %. Cuando el flujo es del orden de 100 L/s es conveniente interceptar el escurrimiento con un sumidero.

a) Nomograma de Izzard

El nomograma de Izzard, permite calcular la altura de agua en el cordón o bordillo de acera para un caudal dado o viceversa. En los cálculos se debe tener presente que la altura de agua obtenida es para una longitud de cuneta suficiente para establecer un escurrimiento uniforme, siendo esta longitud probablemente 15 m. Invariablemente, una cuneta va gradualmente acumulando agua de modo que el caudal no es constante a lo largo de su longitud.

Cuando la sección transversal de la cuneta consiste esencialmente de un pavimento con pendiente uniforme, el caudal puede ser rápidamente calculado usando el nomograma de Izzard para escurrimiento en un canal triangular. Este nomograma es también aplicable a secciones compuestas de dos o más partes de secciones diferentes.

El nomograma de Izzard fue construido con base a la anterior ecuación $Q_o = 0,375 \cdot \sqrt{I} \cdot \left(\frac{Z}{n}\right) \cdot y_o^{8/3}$, para el cálculo de cunetas o canales triangulares, fue presentada en 1946 en la publicación Proceedings Highway Research Board por el Ing. Izzard, de la Bureau Public Roads Washington. E.U.A. (figura 1).

El mismo nomograma también puede ser utilizado en el cálculo de cunetas en "V" para el caso de cunetas amplias.

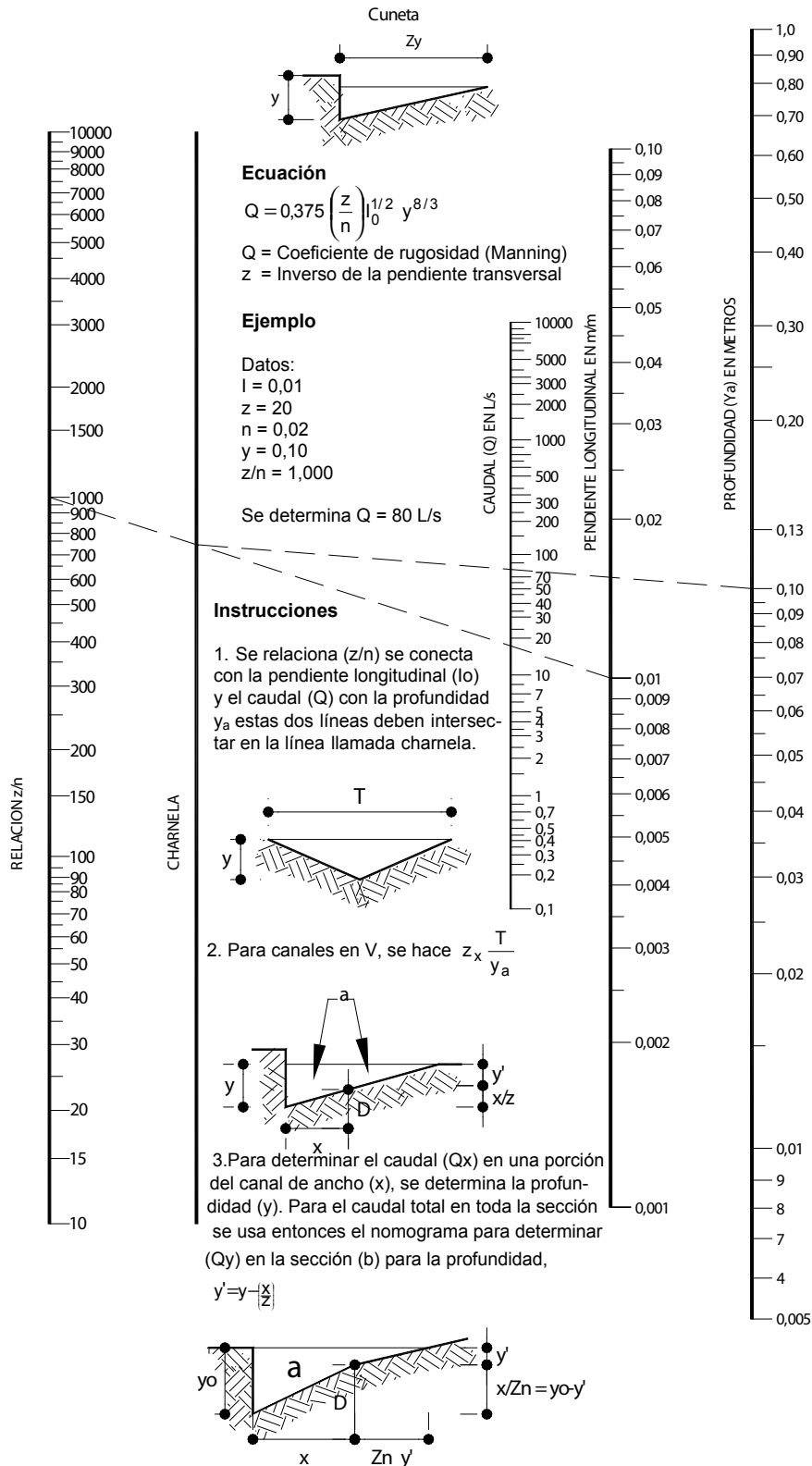


Figura 1 - Nomograma de Izzard para el cálculo de cunetas o canales triangulares

3.2.1 Cunetas de sección triangular

Son canales, en general de sección transversal triangular, situados en los laterales de las calles, entre el lecho vial y las aceras peatonales, destinados a coleccionar las aguas del escurrimiento

superficial y transportarlas hasta los sumideros colectores. Limitados verticalmente por el cordón de acera, tiene su lecho de concreto o el mismo material de revestimiento de la pista de rodadura (figura 2). En calles públicas sin pavimentación es frecuente la utilización de adoquín en la construcción del lecho de las cunetas, conocidas como líneas de agua.

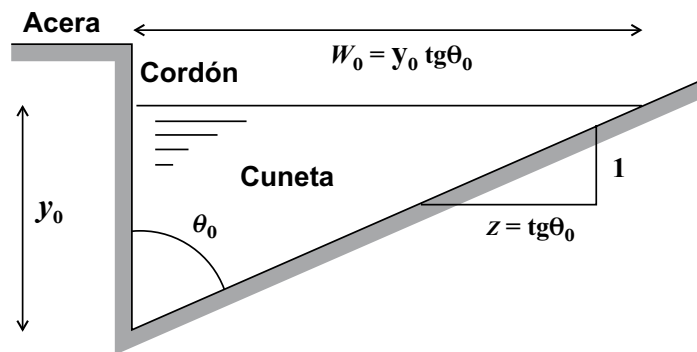


Figura 2 - Cuneta triangular

donde:

- y_0 Altura máxima del agua en el cordón de acera
- w_0 Ancho máximo del espejo de agua
- z y_0/w_0 , Inversa de la pendiente transversal

Para el cálculo del caudal de las cunetas es posible el empleo de la fórmula de Manning considerando una sección triangular:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

donde:

- v Velocidad de escurrimiento
- I Pendiente longitudinal de la cuneta
- n Coeficiente de rugosidad de Manning
- R Radio hidráulico
- Q $v \cdot A$. Ecuación de Continuidad
- A Área de la sección

A partir de la relaciones geométricas y considerando la figura 3, se tiene: $dQ = v \cdot dA$.

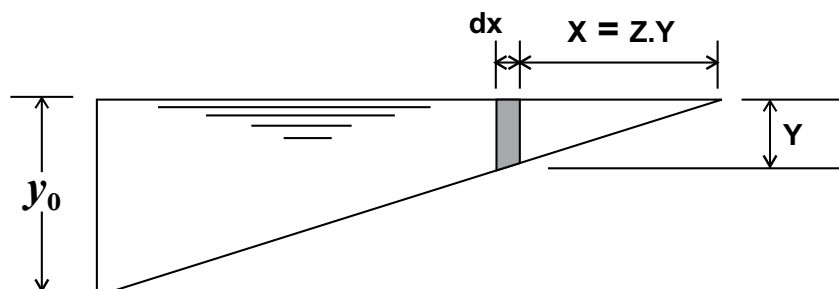


Figura 3 - Elementos de deducción de la capacidad de una cuneta en canal triangular

donde:

$$R = y \cdot dx/dx = y$$

$$dA = y \cdot dx$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{n} \cdot y^{2/3} \cdot I^{1/2}; \quad y \quad dx/dy = z, \quad \text{o,} \quad dx = z \cdot dy$$

Luego,

$$dQ = \left(\frac{1}{n} \cdot y^{2/3} \cdot I^{1/2} \right) \cdot y \cdot dx; \quad \text{o,} \quad dQ = \left(\frac{1}{n} \cdot z \cdot y^{5/3} \cdot I^{1/2} \right) \cdot dy$$

Integrando la ecuación de dQ/dy para “y” variando de cero a y_0 , se tiene:

$$Q_0 = \sqrt{I} \cdot \frac{z}{n} \cdot \int_0^{y_0} y^{5/3} \cdot dy$$

De donde:

$$Q_0 = \sqrt{I} \cdot \frac{z}{n} \cdot \left[\frac{y^{1+\frac{5}{3}}}{1+\frac{5}{3}} \right]_0^{y_0}$$

Resultando:

$$Q_0 = 0.375 \cdot \sqrt{I} \cdot \left(\frac{z}{n} \right) \cdot y_0^{8/3}$$

Con Q_0 en m^3/s y y_0 en metros. Para Q_0 en L/s la ecuación toma la forma:

$$Q_0 = 375 \cdot \sqrt{I} \cdot \left(\frac{z}{n} \right) \cdot y_0^{8/3}$$

Donde Q_0 es el caudal máximo teórico transportado por una cuneta con pendiente longitudinal “I” y transversal “1/z”.

3.2.2 Cunetas parcialmente llena

El caudal transportado $Q (< Q_0)$ es calculado aplicando la ecuación anterior y substituyéndose “ y_0 ” por “ y ” ($y < y_0$), como se muestra en la figura 4.

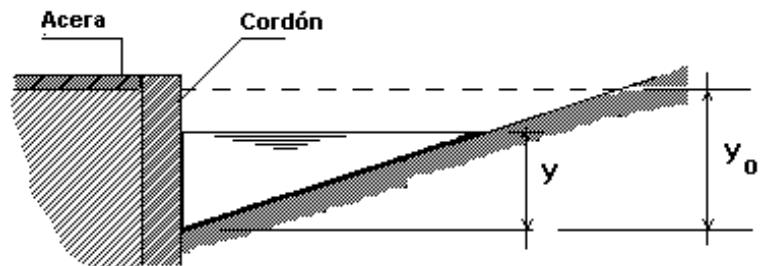


Figura 4 - Cuneta parcialmente llena

3.2.3 Cuneta con sección compuesta

Se calcula como si fuesen dos cunetas independientes y de la suma de ese cálculo se resta el caudal correspondiente al que escurre por la parte de la sección que les es común, es decir:

$$Q = Q_a + Q_b - Q_{a \cap b}; \quad y = y_0 - y$$

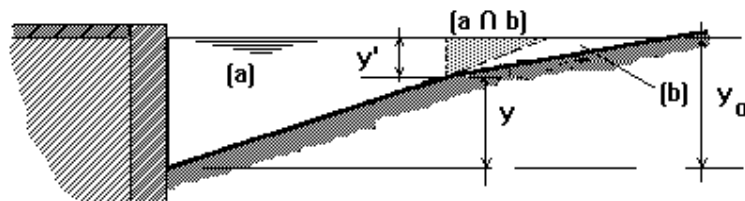


Figura 5 - Cunetas con sección compuesta

3.3 Descarga admisible

En el dimensionamiento de cunetas se debe considerar un cierto margen de seguridad en su capacidad, teniendo en cuenta los problemas funcionales que pueden reducir su poder de escurrimiento como provocar daños materiales con velocidades excesivas.

En las pendientes inferiores es frecuente el fenómeno de saturación y obstrucciones parciales a través de sedimentación de la arena y recojo de pequeñas piedras, reduciendo así, la capacidad de escurrimiento. En las pendientes mayores, la limitación de la velocidad de escurrimiento se torna un factor necesario para la debida protección a los peatones y al propio pavimento.

Ese margen de seguridad es conseguido por el empleo de “factor de reducción F”, el cual puede ser obtenido de la figura 6. En este caso, cuando se calcula la capacidad máxima de proyecto, la ecuación está deducida en el numeral 3.2.1 y tiene la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = F \cdot Q_0 = F \cdot \left[0,375 \cdot I^{1/2} \left(\frac{Z}{n} \right) \cdot y_0^{8/3} \right]$$

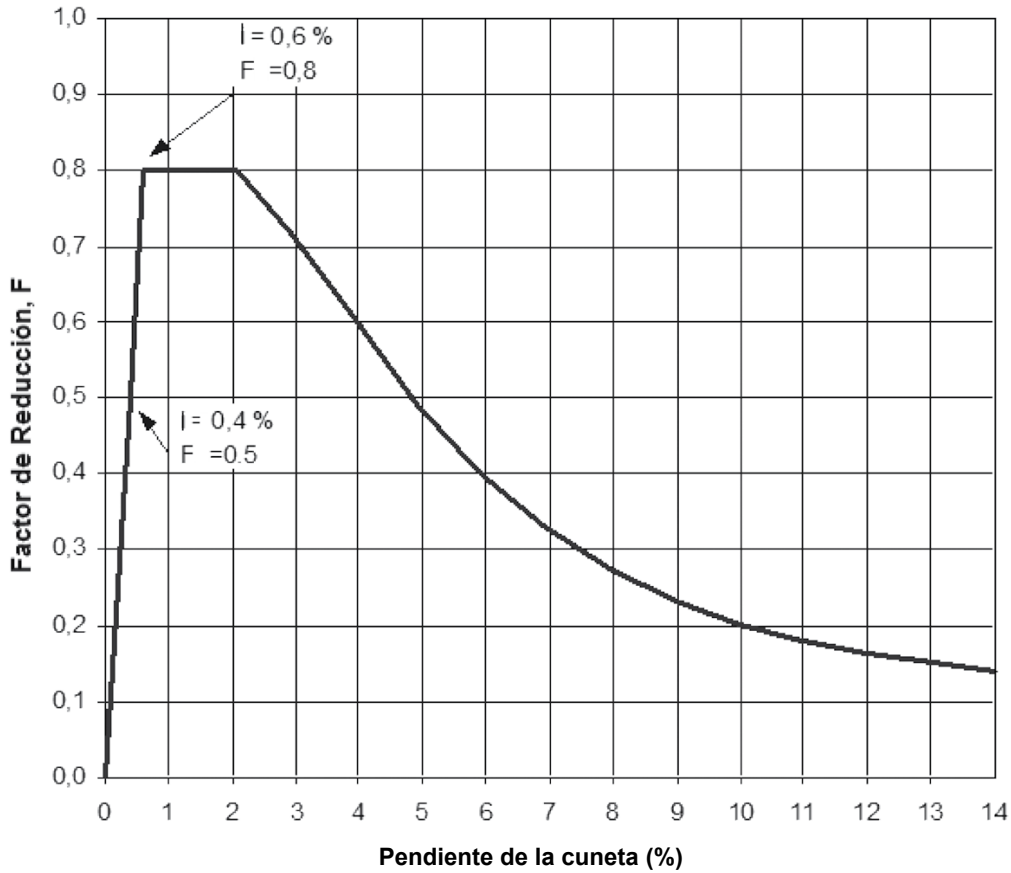


Figura 6 - Factor de reducción F

3.4 Valores de los coeficientes “n” de Manning para cunetas

Los valores de “n” pueden ser estimados en función de material y del acabado superficial de las cunetas, según la tabla 1.

Tabla 1 - Coeficientes de rugosidad de Manning

Tipo de superficie	“n”
Cuneta de hormigón con buen acabado	0,012
Revestimiento de asfalto con textura lisa	0,013
Revestimiento de asfalto con textura áspera	0,016
Revestimiento con lechada de cemento	
a) Acabado con frotachado	0,014
b) Acabado manual alisado	0,016
c) Acabado manual áspero	0,020
Revestimiento con adoquines	0,020
Cunetas con pequeñas pendientes longitudinales (hasta 2 %) sujetas a la acumulación de sedimentos, los valores “n” indicados deben ser incrementados en + 0,002 a 0,005	n

3.5 Recomendaciones generales para proyectos

Además de la recomendación de que las entradas de vehículos deben quedar para dentro del cordón de acera, una serie de recomendaciones prácticas deben ser observadas en

la definición de los perfiles longitudinales y transversales de las pistas de rodadura, para escurrimiento superficial y su conducción y captación sean facilitadas. La tabla 2, presenta una serie de valores límites y usuales que deben ser tomados en cuenta para la elaboración de proyectos de vías públicas.

Tabla 2 - Valores para proyectos de calles y avenidas

Datos característicos	Valores		
	Máximo	Mínimo	Usual
Pendiente longitudinal del pavimento	-	-	0,4 %
Pendiente transversal del pavimento	2,5 %	1,0 %	2,0 %
Pendiente transversal de la cuneta	10,05	2,0 %	5,0 %
Coefficiente de Manning	0,025	0,012	0,016
Altura del cordón de acera	0,20 m	0,10 m	0,15 m
Altura del agua en el cordón de acera	0,13	-	-
Velocidad de escurrimiento en la cuneta	3,0 m/s	0,75 m/s	-
Ancho de la cuneta sin estacionamiento	-	-	0,60 m
Ancho de la cuneta con estacionamiento	-	-	0,90 m

3.6 Ejemplos de cálculo

3.6.1 Caudal máximo teórico

Determinar el caudal máximo teórico en el extremo aguas debajo de una cuneta situada en un área con las siguientes características. A = 2,0 ha. $i = 700/t_c^{2/3}$, "i" en mm/h, y "t" en min, C = 0,40, y $t_c = 36$ min. Son datos de la cuneta l = 0,01 m/m, z = 16 y n = 0,016.

Solución:

Siendo $Q = C.i.A$ para "i" en L/s ha, la ecuación de "i" para estas unidades está multiplicada por el factor 2,78, y así:

$$Q_o = 0,40 \cdot \left(\frac{700 \cdot 2,78}{36^{2/3}} \right) \cdot 2.0 = 143 \text{ L/s}$$

3.6.2 Lámina teórica de agua junto al cordón

Para el ejemplo anterior verificar la lámina teórica de agua junto al cordón de acera.

Solución:

$$y_o = \left[\frac{Q_o}{375 \cdot \left(\frac{z}{n} \right) \cdot l^{1/2}} \right]^{3/8} ; y_o = \left[\frac{143}{375 \cdot \left(\frac{16}{0,016} \right) \cdot 0,01^{1/2}} \right]^{3/8} = 0,12 \text{ m}$$

Que por ser menor que 13 cm es teóricamente aceptable.

3.6.3 Velocidad de escurrimiento

Para el mismo ejemplo anterior, verificar la velocidad de escurrimiento.

Solución:

$$v_o = Q / A ; \quad \text{donde } A = \frac{y_o \cdot w_o}{2} = \frac{y_o \cdot (z \cdot y_o)}{2};$$

donde:

$$v_o = \frac{0,143}{\left(\frac{0,122 \cdot 16}{2}\right)} = 1,24 \text{ m/s}$$

Como v_o es menor que 3,0 m/s, esto implica que en cuanto a la velocidad no habrá teóricamente problemas.

3.6.4 Capacidad máxima admisible de la cuneta

Calcular la capacidad máxima admisible de la cuneta del problema del numeral 3.6.1.

Solución:

$$Q_{adm} = F \cdot Q_o = F \cdot 0,375 \cdot l^{1/2} \cdot \left(\frac{z}{n}\right) \cdot y_o^{8/3}$$

Siendo:

$y_o = 13 \text{ cm}$; $l = 0,01 \text{ m/m}$; $z = 16$; y $n = 0,016$, se tiene, por la figura 6, $F = 0,80$;

Entonces,

$$Q_{adm} = 0,80 \cdot 375 \cdot 0,01^{1/2} \cdot \left(\frac{16}{0,016}\right) \cdot 0,13^{8/3} = 130 \text{ L/s}$$

4 SUMIDEROS

4.1 Definición

Los sumideros son elementos que pueden tener o no una capacidad establecida para interceptar el caudal pluvial que corre por la cuneta, para enseguida, conducirlo al sistema de drenaje pluvial. Son también frecuentemente llamadas bocas de tormenta.

Un sumidero ubicado en un punto bajo de una cuneta, puede captar eventualmente toda el agua que alcance (siempre que no quede completamente anegado). En los casos más comunes, de cuneta con pendiente uniforme en un único sentido longitudinal, las dimensiones significativas son el ancho de la reja normal y el ancho de abertura libre paralela al sentido de escurrimiento en la cuneta.

4.2 Tipos de sumideros

Los sumideros pueden ser de varios tipos y su selección está determinada por las características topográficas, el grado de eficiencia del sumidero, la importancia de la vía y la posibilidad de acumulación y arrastre de sedimentos en el sector.

Dependiendo del tipo de la estructura, localización y del funcionamiento, los sumideros colectores reciben varias clasificaciones agrupadas, como sigue:

a) Sumideros de acuerdo a la estructura de la abertura o entrada (figura 7)

- simples laterales o de ventana (figura 8)
- enrejados en cunetas
- combinados o mixtos
- enrejados en calzada
- especiales

b) Sumideros de acuerdo a la localización a lo largo de las cunetas

- intermedios
- de cruces o boca calles
- de puntos bajos

c) Sumideros de acuerdo al funcionamiento

- libres
- ahogados o saturados

4.2.1 Sumideros de acuerdo a la abertura o entrada

- a) **Sumideros laterales o de ventana**, consisten en una abertura en el bordillo o cordón de acera a manera de ventana lateral que permite la captación de agua que fluye por la cuneta. La ventana puede estar deprimida con respecto a la cuneta, lo cual permite mayor captación de escurrimiento.

Tienen la ventaja de que por su ubicación no interfiere con el tránsito, pero su mayor inconveniente radica en que captan fácilmente sedimentos y desperdicios, que puede mitigarse con la colocación de rejillas en la ventana.

Su eficiencia hidráulica disminuye si no existe depresión¹ en la cuneta o si se encuentra localizado en cunetas con pendiente longitudinal pronunciada.

Su longitud mínima es de 1,5 m, con una depresión mínima de 2,5 cm, con una pendiente hasta de 8 %. No es recomendable su uso en calles con pendientes longitudinales mayores al 3 %.

¹ Se llama sumidero de depresión a un rebaje hecho en la cuneta junto a la entrada del sumidero colector, con la finalidad de aumentar la capacidad de captación de este.

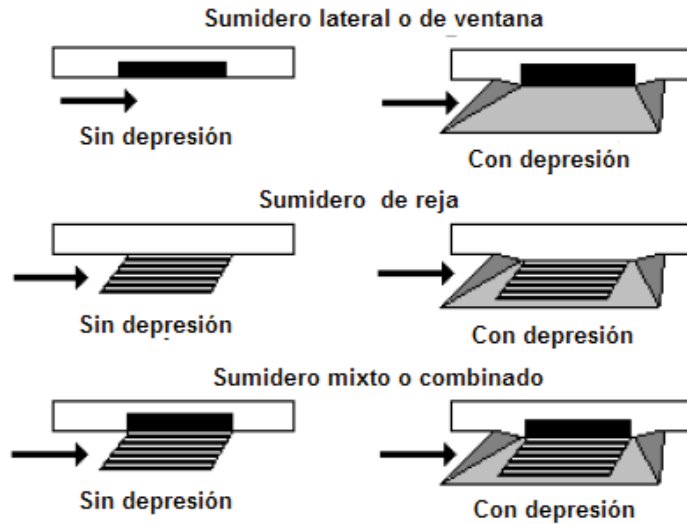


Figura 7 - Clasificación de sumideros de acuerdo a la abertura o entrada

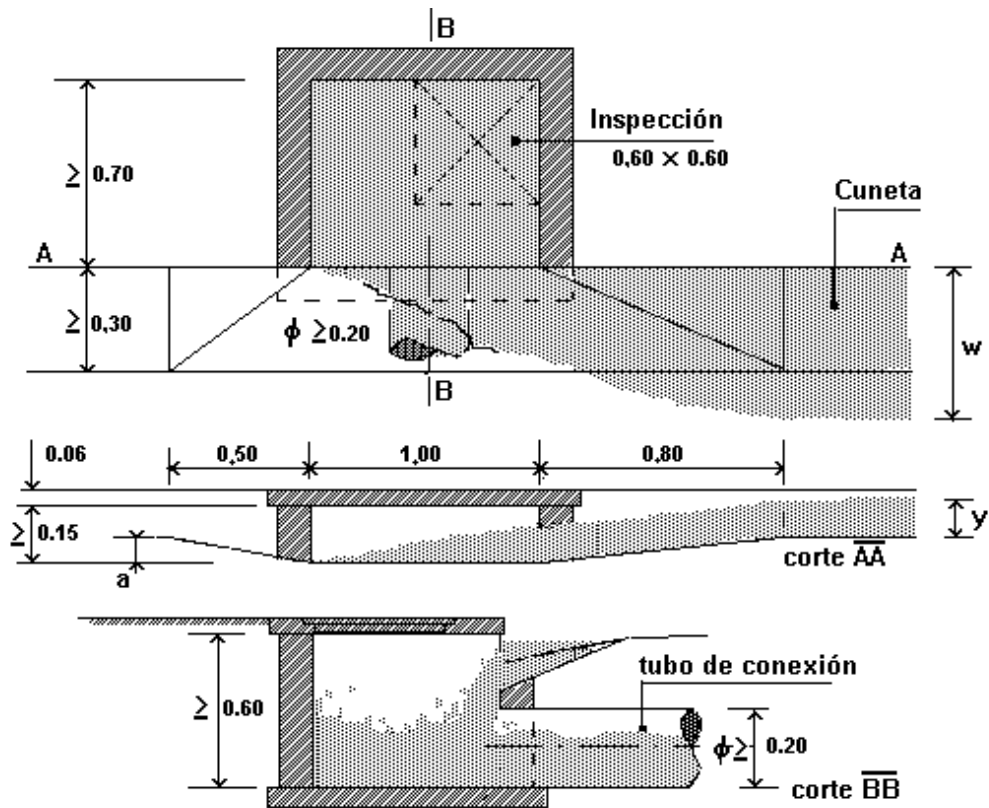


Figura 8 - Sumidero colector simple o lateral

- b) **Sumideros de reja en cunetas**, consisten en una caja o cámara donde penetran las aguas pluviales, cubierta con una rejilla, preferiblemente con barras en sentido paralelo al flujo, aunque pueden colocarse de manera diagonal para favorecer el tránsito de bicicletas, a menos que la separación de las barras paralelas al flujo sea de menos de 2,5 cm. Su mayor ventaja radica en su mayor capacidad de captación en pendientes longitudinales pronunciadas de las calles. Sin embargo, tiene la desventaja de que pueden captar desperdicios que reducen el área útil de la rejilla. Existen numerosos

tipos de rejillas, tales como aquellas de barras paralelas a la dirección de flujo (más común) a la calzada, de barras normales a dicha dirección. Las diferentes formas más comunes de barras son las rectangulares (pletinas) y las de sección circular. Utilizarlos de preferencia en calles o avenidas de pendientes pronunciadas (de un 3 % o más). No se deben utilizar sumideros deprimidos de rejillas cuando estos ocupen parte o la totalidad de la calzada. No se deben utilizar en puntos bajos, salvo cuando no sea posible colocar los de tipo ventana.

- c) **Sumideros combinados o mixtos**, consisten en una combinación de los dos tipos anteriores que pretende mejorar la eficiencia del sumidero de ventana y reducir la ocupación de la calzada del sumidero de rejillas. Su uso es recomendable en sitios donde en principio es preferible uno de ventana pero donde su eficiencia de captación es menor al 75 %. Es recomendable suponer un área efectiva del 67 % del área neta total de la reja y la ventana. Para calcular la capacidad combinada de estos sumideros, hay que considerar la ubicación relativa de los mismos y las variables determinantes de la capacidad de cada uno. La metodología consiste en sumar cuidadosamente los caudales de entrada, es decir, calcular por separado y sumar los caudales obtenidos. El cálculo debe hacerse con condiciones de aproximación diferentes; rara vez se puede determinar la capacidad sin recurrir a factores de seguridad.
- d) **Sumideros de rejillas en calzada**, consisten en una caja transversal a la vía y a todo lo ancho de ésta, cubierta con rejillas. Su mayor inconveniente es el daño frecuente por el peso de los vehículos y la captación de desperdicios que reducen su área de captación de flujo.
- e) **Especiales**, que no pueden clasificarse entre ninguno de los cuatro tipos anteriores, pero funcionan con alguna de las características hidráulicas descritas para uno de esos tipos. Se recomienda emplear una de las metodologías generales para la estimación de capacidades de obras de pequeña envergadura. En caso de sumideros de gran tamaño, sería recomendable determinar su comportamiento mediante modelos hidráulicos. De acuerdo con el diseño de la caja, los sumideros se clasifican como sumideros con o sin sello hidráulico y como sumideros con o sin desarenador.

El sumidero con sello hidráulico se utiliza en sistemas combinados y su propósito es evitar la salida de gases y olores y la proliferación de mosquitos, mientras que el sumidero sin sello es propio de sistemas pluviales donde la naturaleza de las aguas de escurrimiento no genera los anteriores problemas. El sumidero con desarenador se usa cuando es previsible el arrastre de arenas y/o gravas por falta de pavimentación o por áreas tributarias con cobertura vegetal deficiente. Los sumideros con sello hidráulico o con desarenador requieren de mayor mantenimiento. Son utilizados en los siguientes casos: 1) conexión de calles con canales abiertos o cauces naturales, 2) colección de aguas superficiales de áreas extensas y 3) conexión directa entre colectores y pequeñas calles naturales.

4.2.2 Sumideros de acuerdo a la localización

- a) Los sumideros intermediarios son aquellos que se sitúan en puntos a lo largo de las cunetas donde la capacidad de estas alcanzan el límite máximo admisible
- b) Los sumideros de boca calle se sitúan inmediatamente aguas arriba de las secciones de las cunetas, en las esquinas de los manzanos de casas, naciendo la necesidad de evitar el prolongamiento del escurrimiento por el lecho de los cruces o boca calles
- c) Los sumideros colectores de puntos bajos se caracterizan por recibir contribuciones por dos lados, puesto que se sitúan en puntos donde hay la inversión cóncava de la pendiente de la vía, o sea en la confluencia de dos cunetas de un mismo lado de la vía

4.2.3 Sumideros de acuerdo al funcionamiento

- a) Dependiendo de la altura del agua en la cuneta y de la abertura del sumidero colector las que funcionan como vertedero y orificio respectivamente, siendo estas mas frecuentes en puntos bajos y en la mayoría con rejas

4.3 Elección del tipo de sumidero

La elección del tipo del sumidero colector es de esencial importancia para la eficiencia del drenaje de las aguas de superficie. Para que esta opción sea correcta, se debe analizar diversos factores físicos e hidráulicos, tales como el punto de localización, caudal de proyecto, pendiente transversal y longitudinal de la cuneta y de la calle, interferencia en el tráfico y las posibilidades de obstrucciones.

A continuación son citadas, para cada tipo de sumidero colector, las situaciones en que mejor cada una se adapta.

a) Sumidero lateral (figura 9)

- Puntos intermedios en cunetas con pequeña pendiente longitudinal ($I \leq 5 \%$).
- Presencia de materiales obstructivos en las cunetas.
- Calles de tráfico intenso y rápido.
- Aguas arriba de los cruces.

b) Sumidero con reja (figura 10)

- Cunetas con limitación de depresión.
- Inexistencia de materiales obstructivos.
- En puntos intermedios en calles con alta pendiente longitudinal ($I \geq 10 \%$).

c) Combinada (figura 11)

- Puntos bajos de las calles.
- Puntos intermedios de la cuneta con pendiente media entre 5 y 10 %.
- Presencia de residuos o basura.

d) Múltiple

- Puntos bajos.
- Cunetas con grandes caudales

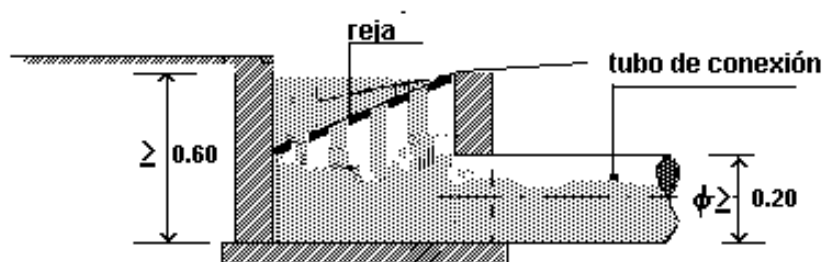


Figura 9 - Sumidero colector con reja

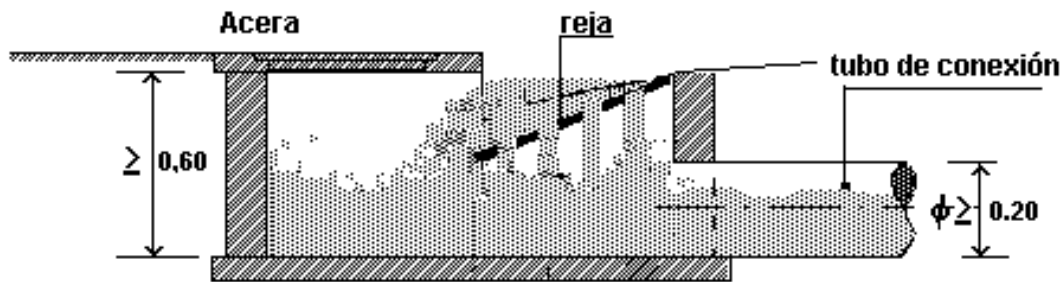


Figura 10 - Sumidero colector combinado

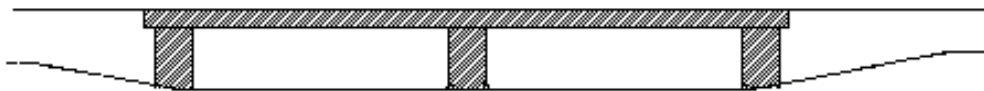


Figura 11 - Sumidero colector múltiple

4.4 Ubicación y espaciamiento entre sumideros

En general la ubicación y espaciamiento entre sumideros están definidos por la magnitud del caudal de escurrimiento pluvial que se concentra en un punto determinado y de las situaciones de inconveniencia para peatones y tráfico vehicular que este caudal pueda generar. Algunos criterios para su ubicación son los siguientes:

- a) Puntos bajos y depresiones de las calzadas.
- b) Reducción de pendiente longitudinal de las calles.
- c) Antes de puentes y terraplenes.
- d) Preferiblemente antes de los cruces de calles y pasos de peatones (cebras).

Se deben analizar los planos topográficos y de pendientes longitudinales de las calles para ubicar preliminarmente un determinado número de sumideros, el cual podrá ser aumentado o reducido mediante el cálculo de caudales que justifiquen la decisión.

También es necesario tener en cuenta otras recomendaciones que deben llevarse a la práctica durante la etapa de la construcción, las cuales son:

- a) Analizar el esquema geométrico de cada calle, particularmente su sección transversal, de tal forma de decidir si se debe o no construir un sumidero en cada lado, o solo en el lado bajo.
- b) En las intersecciones de calles y en especial cuando deba impedirse el flujo transversal, pueden crearse pequeñas depresiones para garantizar la completa captación de las aguas.
- c) No se deben ubicar sumideros en lugares donde puedan interferir otros servicios públicos como electricidad y teléfonos.

Los sumideros colectores intermedios son frecuentes en manzanos de casas con frentes extensos, o sea, donde los cruces de las calles consecutivos se encuentran bastante apartados uno del otro.

Un criterio racional es verificar la capacidad de la cuneta para, analíticamente, adecuarse a la necesidad o no de sumideros intermedios. Hay autores, que prefieren limitar el espaciamiento entre dos pares consecutivos usando como criterio el área de la calle y otros, la distancia entre ellos. Recomiendan, por ejemplo, un par de sumideros colectores a cada 500 m² de calle y otros a cada 40 m del eje.

De un modo general la frecuencia de pares de sumideros colectores ocurre a cada 40 m a 60 m., de longitud de calle o a cada 300 m² a 800 m² de área de la misma.

Se establece como norma de referencia el espaciamiento máximo entre sumideros en función a la pendiente de la calle según se muestra en la tabla 3.

Tabla 3 - Ubicación de sumideros y ubicación

Pendiente (%)	Espaciamiento (m)
0,4	50
0,4 a 0,6	60
0,6 a 1,0	70
1,0 a 3,0	80

En calles mayores a 20 m de ancho y pendientes mayores, la distancia máxima será de 50,0 m.

4.5 Diseño de sumideros

Los sumideros deben dimensionarse para que en conjunto puedan captar las aguas de escurrimiento esperadas para el período de retorno de diseño.

Como paso inicial en el dimensionamiento de los sumideros colectores, se debe observar que las de punto bajo deben ser dimensionadas con una holgura adicional, considerando la posibilidad de obstrucciones en sumideros situados a aguas arriba, en caso existan, en las cunetas contribuyentes. Aún, si su localización fuese en puntos donde no hubiere cruce de calles la unidad deberá captar obligatoriamente 100 % de los caudales afluentes.

La capacidad de una boca de tormenta/sumidero, cualquiera sea su tipo, depende de la altura de agua en el tramo de acera aguas arriba del sumidero. Si ésta estuviese ubicada en un tramo de pendiente uniforme, la altura de agua en la cuneta dependerá de sus características como conducto libre. Tales características incluyen la sección transversal, la pendiente y la rugosidad de la cuneta y de las superficies del pavimento sobre el cual escurre el agua.

En la determinación de la capacidad del sumidero, la primera condición es que las características de escurrimiento en conducto libre de la cuneta aguas arriba sean conocidas.

El dimensionamiento de la tubería de conexión del sumidero al sistema de alcantarillado, desde una cámara receptora, debe tener un diámetro mínimo de 200 mm (8 plg), pendiente superior al 2 % y en general, no debe tener una longitud mayor de 15 m.

Se conectará directamente la boca de tormenta con la cámara de inspección. El diámetro mínimo de los tubos de descarga de los sumideros será de 200 mm (8 plg).

4.5.1 Sumidero simple intermediario y de boca calle - lateral o de ventana

Son sumideros colectores situados sobre aceras y abertura en el cordón, en general dotados de depresión como se muestran en la figura 7. Se utilizan como elementos de captación del escurrimiento pluvial en vías confinadas por cordones de acera. Así, el caudal de proyecto a ser captado y de la lámina de agua junto al cordón, se procura un caudal por metro lineal, para una depresión adecuada, de modo que la longitud de la abertura no sea inferior a 0,60 m y ni superior a 1,50 m.

Estos elementos y la pendiente transversal de la calzada determinan una sección triangular para el flujo de aproximación al sumidero, el cual tiene poca profundidad y un ancho superficial condicionado por las normas que limitan el grado de interferencia con el tránsito de vehículos.

Método Hsiung-Li

Para sumideros colectores estándares o normalizados con dimensiones en función de la depresión "a", conforme lo mostrado en la figura 12.

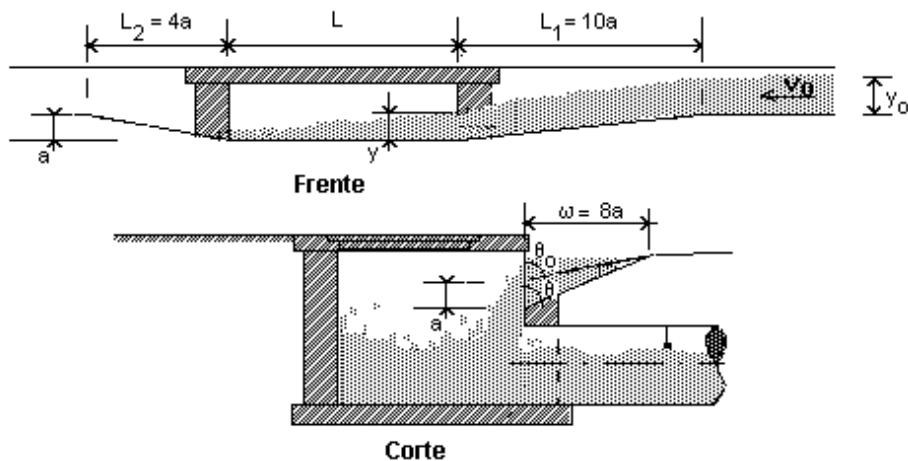


Figura 12 - Sumidero lateral con depresión "a"

donde:

$$\frac{Q}{L} = (K + C) \cdot (\sqrt{y^3 \cdot g})$$

Con $K = 0,23$ si $z = 12$ y $K = 0,20$ si $z = 24$ y 48 . El valor de "C" es determinado por la expresión:

$$C = \frac{0.45}{1.12^M}$$

Siendo "M" definido como:

$$M = \frac{L \cdot F^2}{a \cdot \text{tg}\theta}$$

Con:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{w}{\left[\left(\frac{w}{\operatorname{tg}\theta_0} \right) + a \right]} \quad ; \quad F^2 = 2 \cdot \left(\frac{E}{y} - 1 \right)$$

donde:

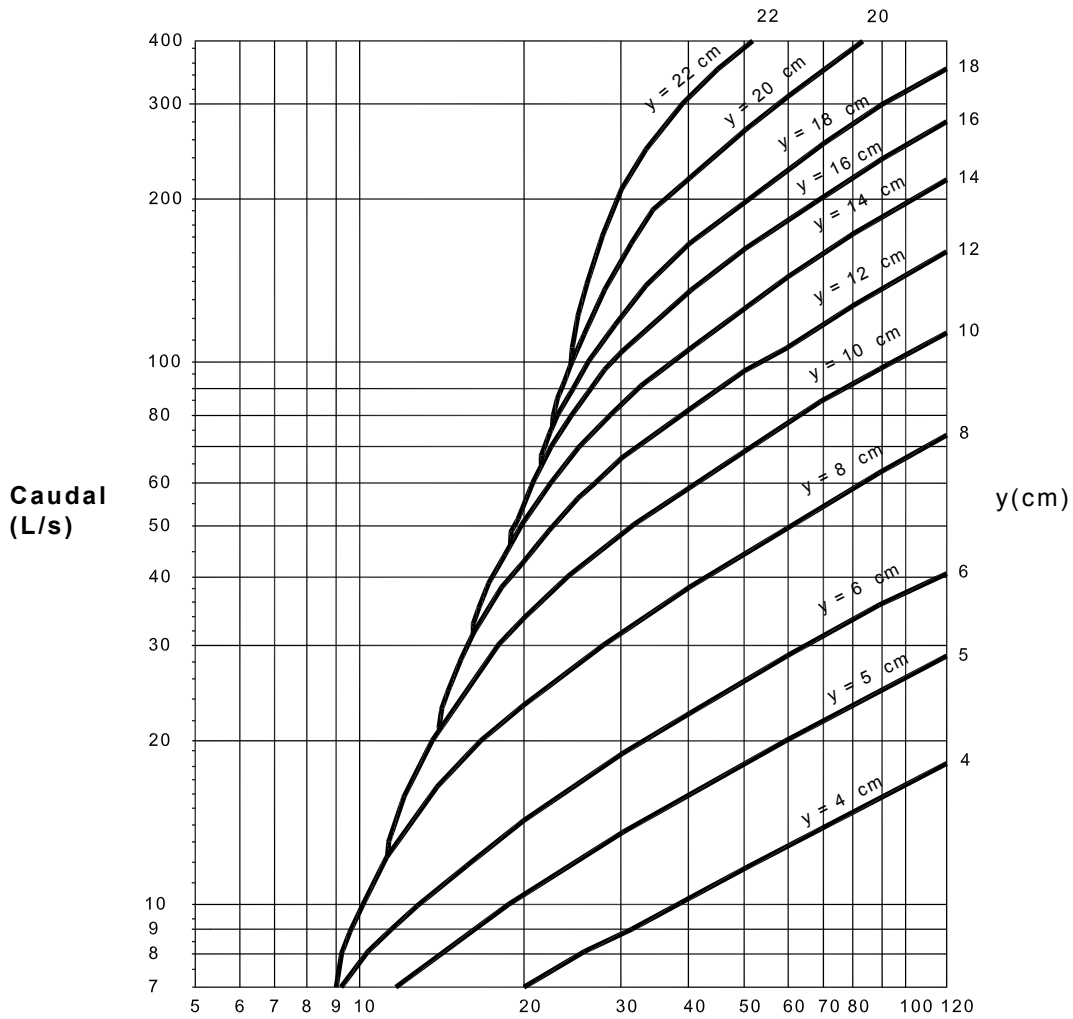
w Ancho del rebaje.

Se determina el valor de "E" a través de la ecuación:

$$E = \frac{v^2}{2 \cdot g} + y$$

$$E = \frac{v_0^2}{2 \cdot g} + y_0 + a$$

Luego, "y" con la figura **13**, en función de E y Q_0



$$\frac{Q_0^2}{2g \cdot A^2} + y \quad (\text{cm})$$

Figura 13 - “y” en función de E y Q₀

4.5.2 Sumidero intermedio y de boca calle - con reja y sin depresión

Estudios realizados por el Prof. Wen-Hsiung-Li, de la Universidad Johns Hopkins, Baltimore, U.S.A, indicaron para el cálculo de las dimensiones del sumidero enrejado, la ecuación:

$$L = 0,326 \cdot \left(\frac{z}{n} \cdot l^{1/2} \right)^{3/4} \cdot \left[\frac{Q_0^{1/2} \cdot (w_0 - w)}{z} \right]^{1/2}$$

Con la utilización de la figura 14:

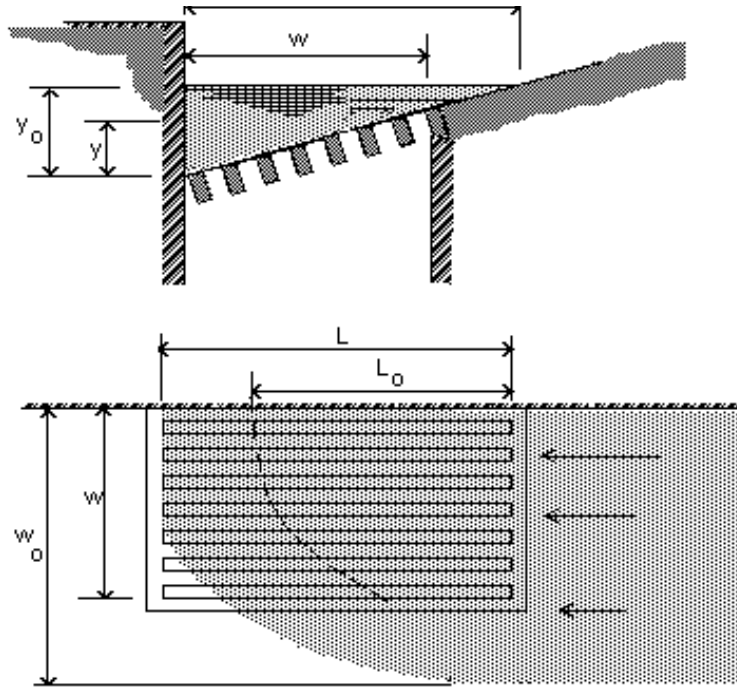


Figura 14 - Sumidero colector intermedio y de boca calle con rejas y sin depresión

donde:

- L Longitud total de la reja, en m
- z Inverso de la pendiente transversal
- I Pendiente longitudinal, en m/m
- N Coeficiente de rugosidad de Manning
- Q_0 Caudal de proyecto, en m^3/s
- w_0 Ancho del espejo de agua en la cuneta, en m
- w Ancho horizontal de la reja, en m

Calculada la extensión se puede verificar que tipo de enrejado que puede o debe ser utilizado. Para esto se emplean las siguientes ecuaciones:

- a) $L_0 = 4 \cdot v_0 \cdot \left(\frac{y_0}{g}\right)^{1/2}$, para barras longitudinales, y
- b) $L'_0 = 2 \cdot L_0$, para barras transversales.

donde:

- L_0 Longitud necesaria para captar todo el caudal inicial sobre la reja longitudinal
- L'_0 Ídem para la reja transversal
- V_0 Velocidad media de aproximación del agua en la cuneta
- g Aceleración de la gravedad

La determinación del tipo de reja es hecha a través de las siguientes comparaciones:

- a) Caso L_0 sea menor que L se puede emplear barras longitudinales, y
- b) Si L'_0 es menor que L calculado, barras transversales también pueden ser empleadas en la construcción de la reja.

4.5.3 Sumidero de puntos bajos.

Estos sumideros de colectores pueden ser calculados para el funcionamiento ahogado, o así no sean, pueden llegar a funcionar como tal, contribuyendo para esto tormentas excesivas u obstrucciones de sumideros colectores aguas arriba por motivos imprevistos en el proyecto.

4.5.3.1 Sumidero lateral o de ventana

La capacidad de sumideros de ventana ubicados en puntos bajos, se determina en otras condiciones ya que su comportamiento hidráulico difiere de los ubicados en vías con pendiente. Si para el caudal de proyecto y las dimensiones de la abertura prevalece un régimen con superficie libre, la estructura opera como un vertedero de cresta ancha. Sin embargo cuando la carga de agua llega a ser mayor que la altura de la ventana, el sumidero se comportará como un orificio.

Entonces, siendo:

h	Altura en el cordón ($y_0 +$ depresión), en m
y	Altura máxima del agua a la salida de la cuneta, en m
L	Longitud de la abertura, en m
Q	Caudal de proyecto, en m^3/s

Se tiene que:

- a) Para cargas correspondientes a " $y \leq h$ ", el funcionamiento es como un vertedero y se dimensiona a través de la expresión:

$$\frac{Q}{L} = 1,703 \cdot \sqrt{y^3}$$

- b) Para cargas donde " $y \geq h$ " el comportamiento de la entrada es de orificio y la expresión de cálculo es:

$$\frac{Q}{L} = 3,101 \cdot h \sqrt{y - 0.5 \cdot h}$$

Para la relación $1,0 < y < 2,0$ el funcionamiento del sumidero es indefinido cabiendo al proyectista evaluar el comportamiento como vertedero o como orificio ahogado.

4.5.3.2 Sumidero con reja

Como se indicó anteriormente, el agua que fluye por la vía es interceptada mediante una reja constituida por pletinas metálicas separadas por una distancia tal, que sin resultar objetable para el tráfico, permita una máxima captación del escurrimiento.

Desde el punto de vista hidráulico, generalmente el flujo puede asimilarse a un flujo variado con descarga de fondo.

La ubicación de un sumidero de reja en punto bajo de la calzada, equivale hidráulicamente a la descarga por un orificio, dependiendo su capacidad de área del orificio y de la profundidad o carga de agua sobre la reja.

Entonces:

- Q Caudal de proyecto a ser captada, en m³/s
- P Perímetro del área con abertura, en m
- A Area total de las aberturas, en m² (ver figura 15)
- y Altura del agua sobre la reja, en m
- e Espaciamiento entre barras consecutivas (máximo 2,5 cm)

a) Para cargas de hasta 12 cm, reja como vertedero

$$\frac{Q}{P} = 1,655 \cdot \sqrt{y^3},$$

b) Para cargas iguales o superiores a 42 cm, reja como orificio

$$\frac{Q}{A} = 2,91 \cdot \sqrt{y}$$

Donde, para ambos casos se debe tomar un coeficiente de seguridad igual a 2,0, o sea, una holgura sobre la capacidad teórica una vez más.

c) Si $12 < y < 42$ cm, la situación es de transición entre vertedero y orificio, quedando el proyectista con la opción de escoger la hipótesis de cálculo que él mismo juzgara mas adecuada.

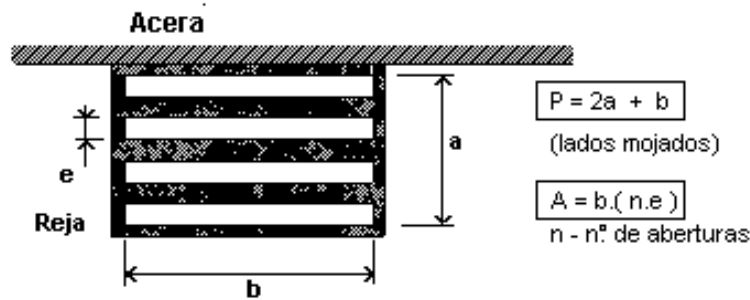


Figura 15 - Perímetro y Area de un sumidero con rejillas

4.5.3.3 Sumidero combinado o mixto

Normalmente usados para captación de caudales en puntos bajos, las ecuaciones serían las indicadas en sumideros con rejillas para las situaciones similares, sin aplicación de los coeficientes de seguridad.

4.6 Coeficientes de seguridad para sumideros

Como toda obra de ingeniería el sumidero no debe ser dimensionado para funcionamiento con su capacidad de captación límite igual al caudal de llegada, esto es, el caudal de definición de sus dimensiones debe ser un poco superior al caudal de proyecto de la cuneta que abastecerá.

Algunos factores pueden ser citados como razonables para este procedimiento, tales como:

- a) Obstrucciones causadas por residuos acarreados por el agua
- b) Irregularidades en los pavimentos de las calles, en la cuneta y en la entrada del propio sumidero
- c) Hipótesis de cálculo irreales

La ocurrencia de por lo menos una de estas situaciones ciertamente provocará perjuicios al buen funcionamiento del proyecto cuando se solicite en sus condiciones límites. Por motivo de estos argumentos se acostumbra utilizar los coeficientes de seguridad indicados en la tabla 4.

Tabla 4 - Coeficientes de seguridad para sumideros

Localización	Tipo	Factor de corrección
Punto bajo	Simples	1,25
	Con rejas	2,00
	Combinada	1,50
Punto intermedio	Simples	1,25
	Reja longitudinal	1,65
	Reja transversal	2,00
	Combinada con longitudinal	1,50
	Combinada con transversal	1,80

4.7 Ejemplos de cálculo

4.7.1 Sumidero intermedio lateral o de ventana con depresión

Calcular un sumidero colector intermedio con depresión $a = 10,5$ cm, capaz de captar un caudal teórico de 64 L/s, bajo las siguientes condiciones:

- w $8a = 84$ cm.
- z $\text{tg}\theta = 12$
- l $2,5$ %
- n $0,016$

Solución:

a) Factor de seguridad (tabla 4) para un sumidero lateral intermedio es 1,25.

b) Caudal de proyecto

$$Q_p = 64 \times 1,25 = 84 \text{ L/s}$$

c) Valor de K, para $a \neq 0$, y $z = 12$, se tiene $K = 0,23$.

d) Cálculo de y_o

$$y_o = \left[\frac{Q_p}{375 \cdot \left(\frac{z}{n}\right) \cdot l^{1/2}} \right]^{3/8} ; y_o = \left[\frac{80}{375 \cdot \frac{12}{0,016} \cdot 0,025^{1/2}} \right]^{3/8} = 0,093 \text{ m}$$

e) Cálculo de v_o

$$v_o = \left[\frac{Q_p}{\frac{1}{2} \cdot y_o^2 \cdot \text{tg}\theta_o} \right] ; v_o = \left[\frac{0,080}{\frac{1}{2} \cdot 0,093^2 \cdot 12} \right] = 1,54 \text{ m/s}$$

f) Energía "E"

$$E = \frac{v_o^2}{2 \cdot g} + y_o + a; E = \frac{1,54^2}{2 \cdot 9,81} + 0,093 + 0,105 = 0,32 \text{ m}$$

g) Valor de "y",

Por la figura 6, con E = 0,32 y Q_p = 80, se lee y = 13 cm.

h) Cálculo de F

$$F = 2 \cdot \left(\frac{E}{y} - 1 \right); F = 2 \cdot \left(\frac{0,32}{0,13} - 1 \right) = 2,92$$

i) Cálculo de tgθ

$$\text{tg}\theta_o = \frac{w}{\left(\frac{w}{\text{tg}\theta} + a \right)}; \text{tg}\theta_o = \frac{84}{\left(\frac{84}{12} + 10,5 \right)} = 4,8$$

j) Cálculo de C

La expresión de M exige un valor para "L", y como aún no es conocido se admite L = 100 cm, como valor inicial para posteriormente verificar este valor. Así para L = 1, se tiene:

$$M = \frac{L \cdot F^2}{a \cdot \text{tg}\theta}; M = \frac{100 \cdot 2,92^2}{10,5 \cdot 4,8} = 5,79$$

$$C = \frac{0,45}{1,12^M}; C = \frac{0,45}{1,12^{5,79}} = 0,23$$

k) Caudal por metro lineal

$$\frac{Q}{L} = (K + C) \cdot (\sqrt{y^3 \cdot g}); \frac{Q}{L} = (0,23 + 0,23) \cdot \sqrt{0,13^3 \cdot 9,81} = 68 \text{ L/s}$$

Que es un resultado insatisfactorio porque, como fue admitido L = 1,0 m habría un defecto de más de 10 % del caudal de proyecto para sobrepasar el dimensionamiento del sumidero colector, lo que implica entonces que L > 1,0 m

i) Admitiendo L = 1,20 m, entonces C = 0,21 y Q/L = 65 L/s m, la capacidad de captación del sumidero es Q = 1,20 x 65 = 78 L/s, lo que proporciona un exceso de apenas 2 L/s (< 10 % Q_p), con lo que se acepta este diseño.

Observación: si a = 0, entonces C = 0 y, y = y_o, y Q/L = 20 L/s, o sea, L = 4,0 m.

4.7.1.1 Referencia rápida para sumideros de ventana con depresión

En la tabla 5, se presentan valores que fueron obtenidos para sumideros laterales de 1,37 m de largo y 15 cm. de altura de ventana.

Tabla 5 - Valores para sumideros de ventana con depresión

Pendiente Calle %	Capacidad en L/s - para diferentes depresiones "a"			
	0 cm	5 cm	10 cm	15 cm
1,0	2,25	11,70	33,60	64,50
2,0	1,40	9,85	28,60	55,00
3,0	1,12	7,55	23,50	44,30
4,0	0,66	5,33	18,70	34,20
5,0	0,00	3,36	14,00	23,80

4.7.2 Sumidero con reja

Dimensionar un sumidero con reja para coleccionar un caudal de proyecto igual a 80 L/s, tomándose como ancho máximo de enrejado 0,60 m. Son conocidas también $I = 0,04$ m/m, $n = 0,020$ y, $z = 20$.

Solución:

a) Cálculo de y_o

$$y_o = \left(\frac{Q_p}{375 \cdot \frac{z}{n} \cdot I^{1/2}} \right)^{3/8} ; y_o = \left(\frac{80}{375 \cdot \frac{20}{0,020} \cdot 0,04^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,08 \text{ m}$$

b) Cálculo de w_o

$$w_o = y_o \cdot \text{tg}\theta_o ; \quad w_o = 0,08 \cdot 20 = 1,6 \text{ m.}$$

c) Cálculo de L

$$L = 0,326 \cdot \left(\frac{z}{n} \cdot I^{1/2} \right)^{3/4} \cdot \left[\frac{Q_o^{1/2} \cdot (w_o - w)}{z} \right]^{1/2}$$

$$L = 0,326 \cdot \left(\frac{20}{0,020} \cdot 0,04^{1/2} \right)^{3/4} \cdot \left[\frac{0,08^{1/2} \cdot (1,60 - 0,60)}{20} \right]^{1/2} = 2,00 \text{ m}$$

d) Elección de la reja

d.1) Ensayando para barras longitudinales

$$v_o = \left[\frac{Q_p}{\frac{1}{2} \cdot y_o^2 \cdot \text{tg}\theta_o} \right]; \quad v_o = \left[\frac{0,08}{\frac{1}{2} \cdot 0,08^2 \cdot 20} \right] = 1,25 \text{ m/s}$$

Entonces,

$$L_o = 4 \cdot v_o \cdot \left(\frac{y_o}{g} \right)^{1/2}; \quad L_o = 4 \cdot 1,25 \cdot \left(\frac{0,08}{9,81} \right)^{1/2} = 0,45 \text{ m} < 2,0 \text{ m}$$

Entonces pueden ser usadas barras longitudinales

d.2) Ensayando para barras transversales

$$L'_o = 2 \cdot L_o; \quad L'_o = 2 \cdot 0,45 = 0,90 \text{ m.}$$

También indica que las barras transversales podrán ser utilizadas para la reja de la situación.

4.7.2.1 Referencia rápida para sumideros con reja

Como una referencia rápida y práctica para el diseño de sumideros de rejillas normalizados con dimensiones de 0,61 m x 0,90 m con una depresión de 5 cm se presenta la tabla 6.

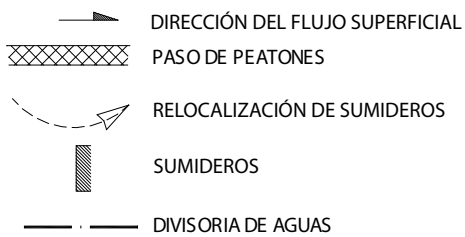
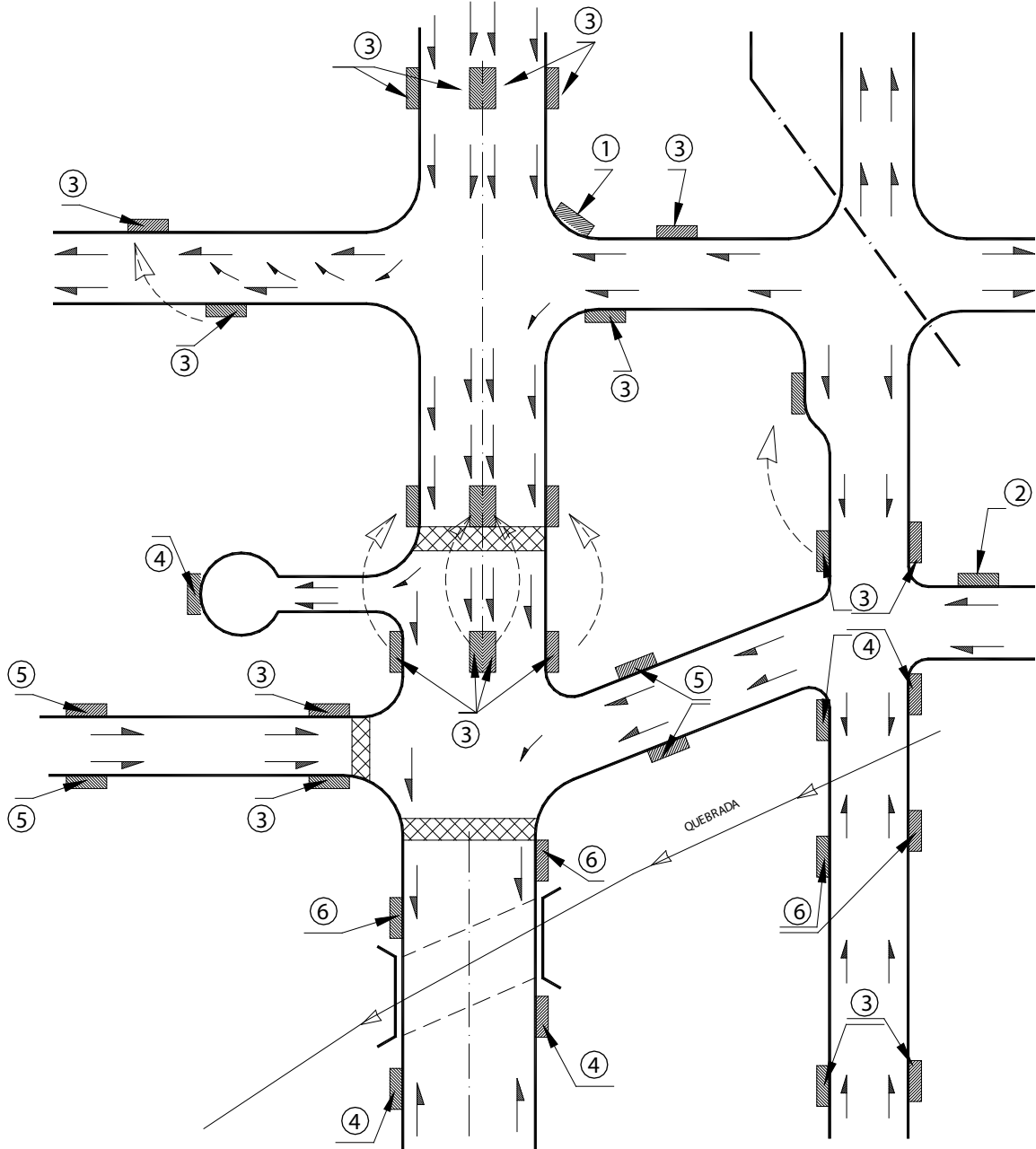
Tabla 6 - Valores para sumideros de reja

Pendiente Calle (%)	Capacidad Sumidero (L/s)
0	104,0
1	99,0
2	94,5
3	89,5
4	84,5
5	79,70
6	75,30
7	70,70
8	66,50
9	63,00
10	59,30
12	52,50
14	47,80
16	43,90
18	41,10
20	39,00

OTRAS FIGURAS

LOCALIZACIÓN DE SUMIDEROS

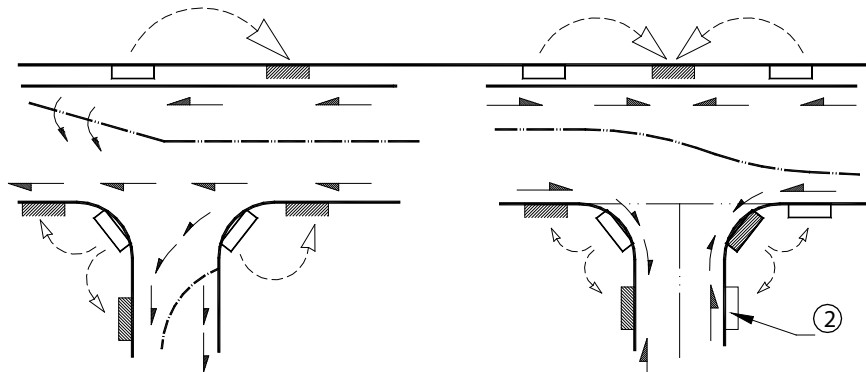
SIN ESCALA



- ① SUMIDERO REQUERIDO POR SOBRE PASO (INDESEABLE)
- ② SUMIDERO REQUERIDO PARA EVITAR AREA DE INUNDACIÓN EXCESIVA EN LA ESQUINA
- ③ SUMIDERO REQUERIDO POR FALTA DE CAPACIDAD DE LA CALLE
- ④ SUMIDERO ADICIONAL REQUERIDO POR PUNTO BAJO Y/O ACCESO A PUENTE
- ⑤ SUMIDERO ADICIONAL REQUERIDO POR FUNCION BASICA
- ⑥ SUMIDERO CON CAPACIDAD AUMENTADA POR FUNCIÓN BASICA

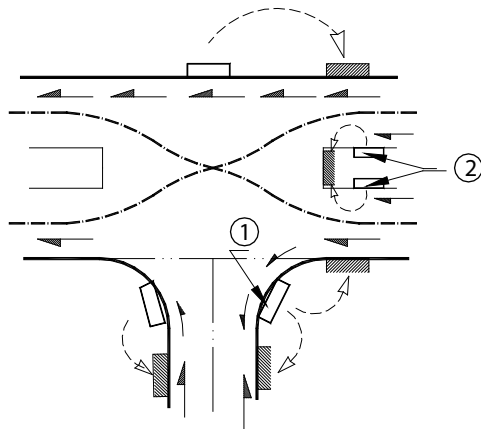
LOCALIZACIÓN DE SUMIDEROS

SIN ESCALA

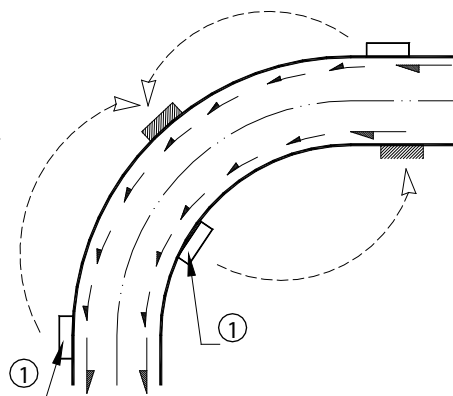


a) CRUCE CALLES LOCALES

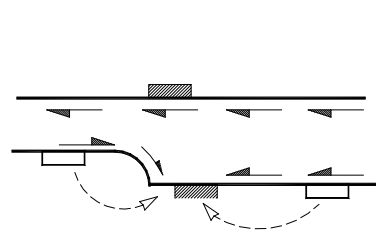
b) CRUCE CALLE LOCAL Y DISTRIBUIDORA



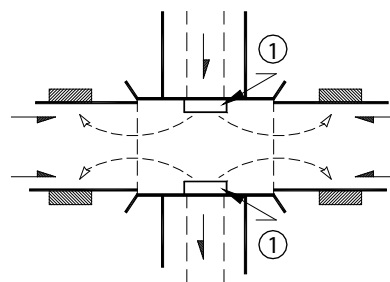
c) CRUCE CALLE LOCAL Y ARTERIAL



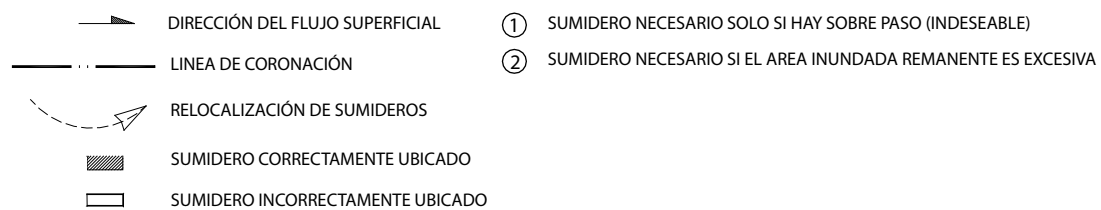
d) CURVA EN CALLE LOCAL



e) ENSANCHAMIENTO EN CALLE LOCAL

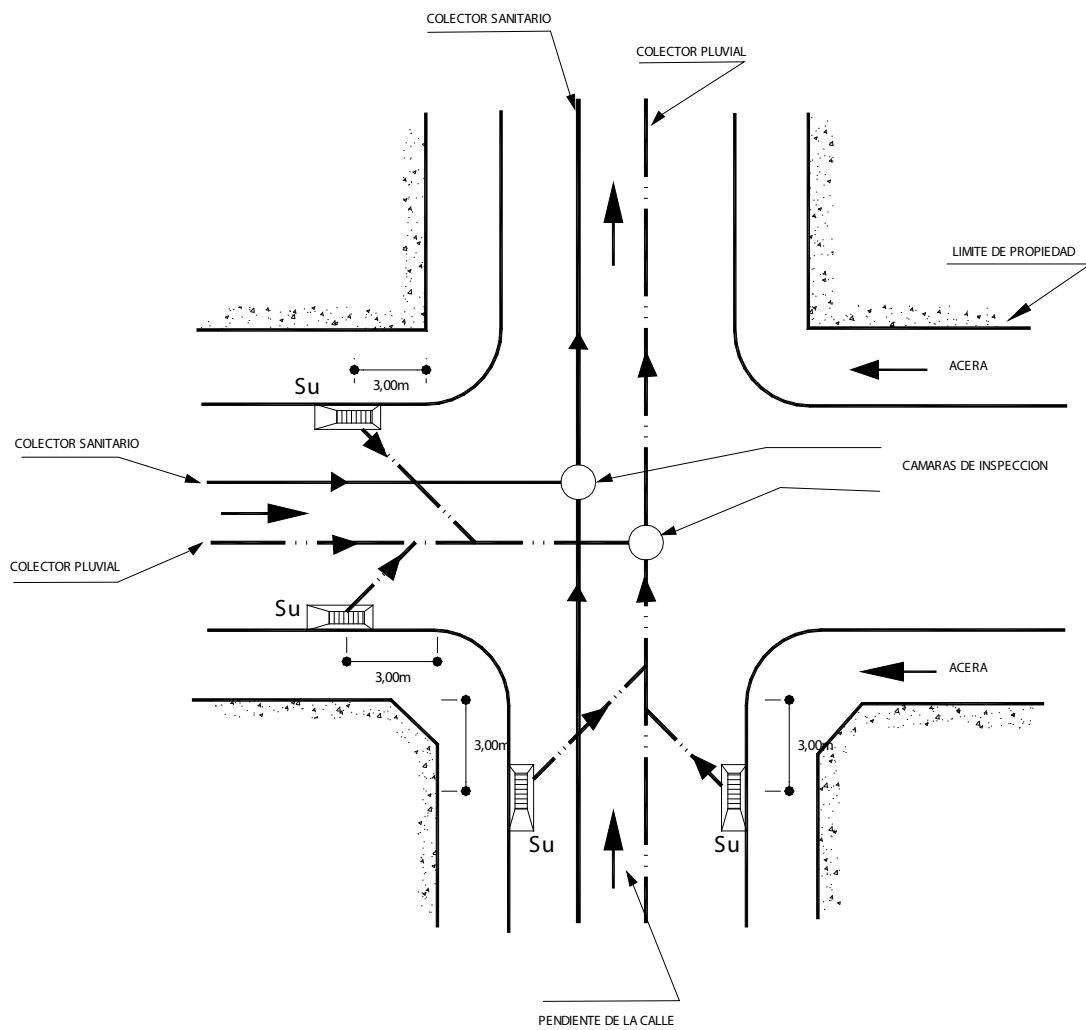


f) CALLE LOCAL CON PUENTE SOBRE CANAL O RÍO

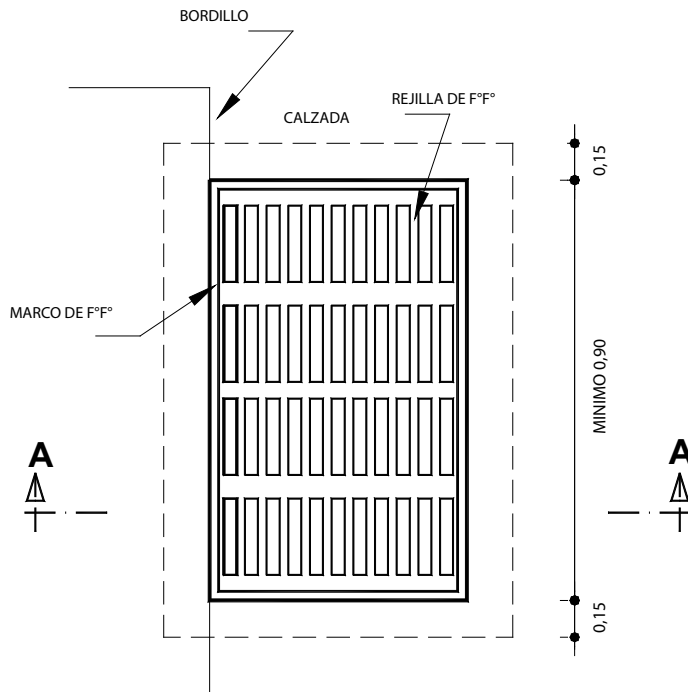


CONEXIÓN AL COLECTOR PÚBLICO MEDIANTE PIEZA ESPECIAL (T ó Y)

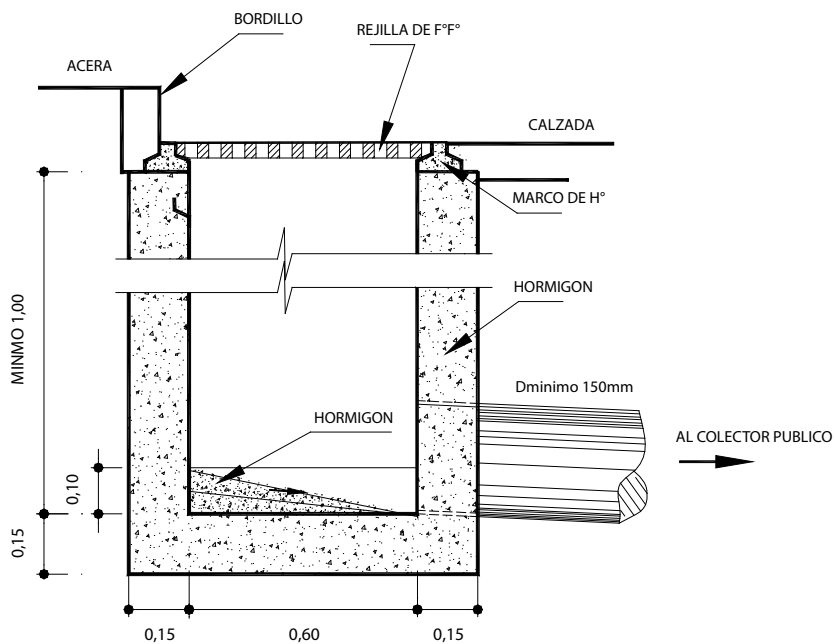
SIN ESCALA



SUMIDERO DE REJILLA EN CUNETA SIN SELLO



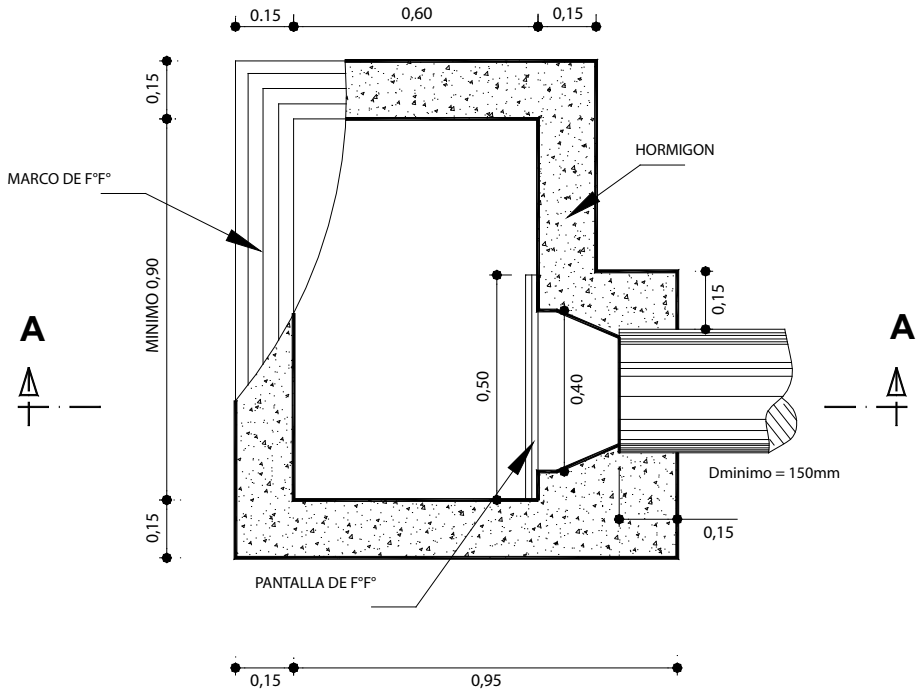
PLANTA



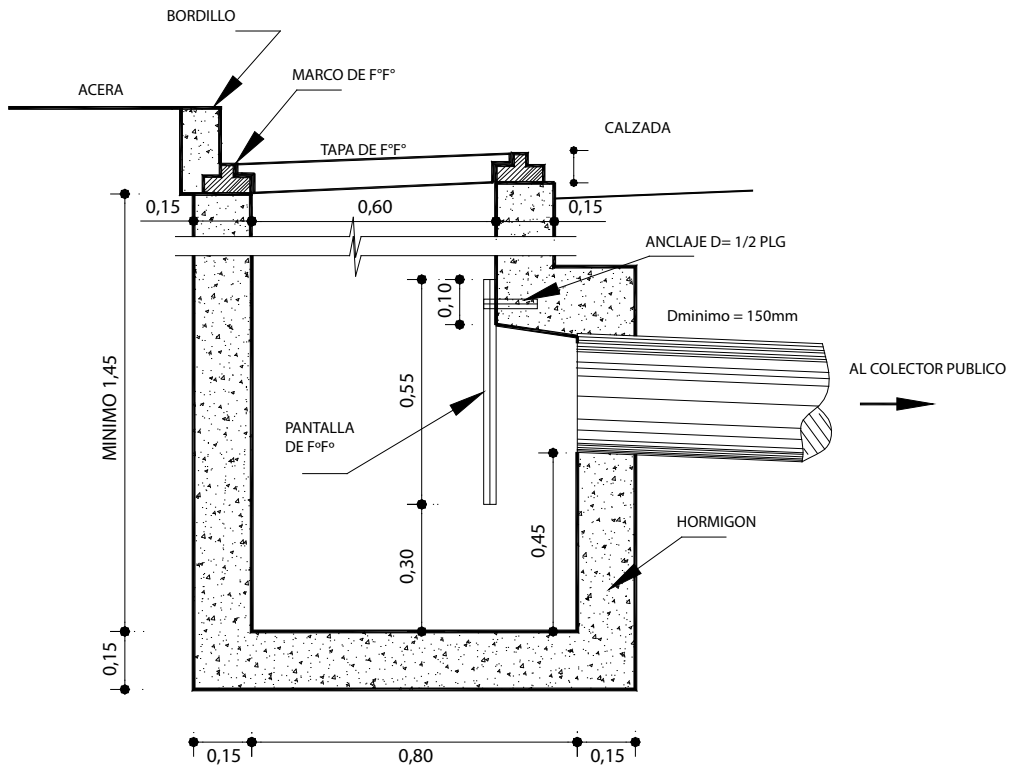
SECCIÓN A - A

SUMIDERO DE REJILLA EN CUNETA CON SELLO

SIN ESCALA
UNIDADES EN m



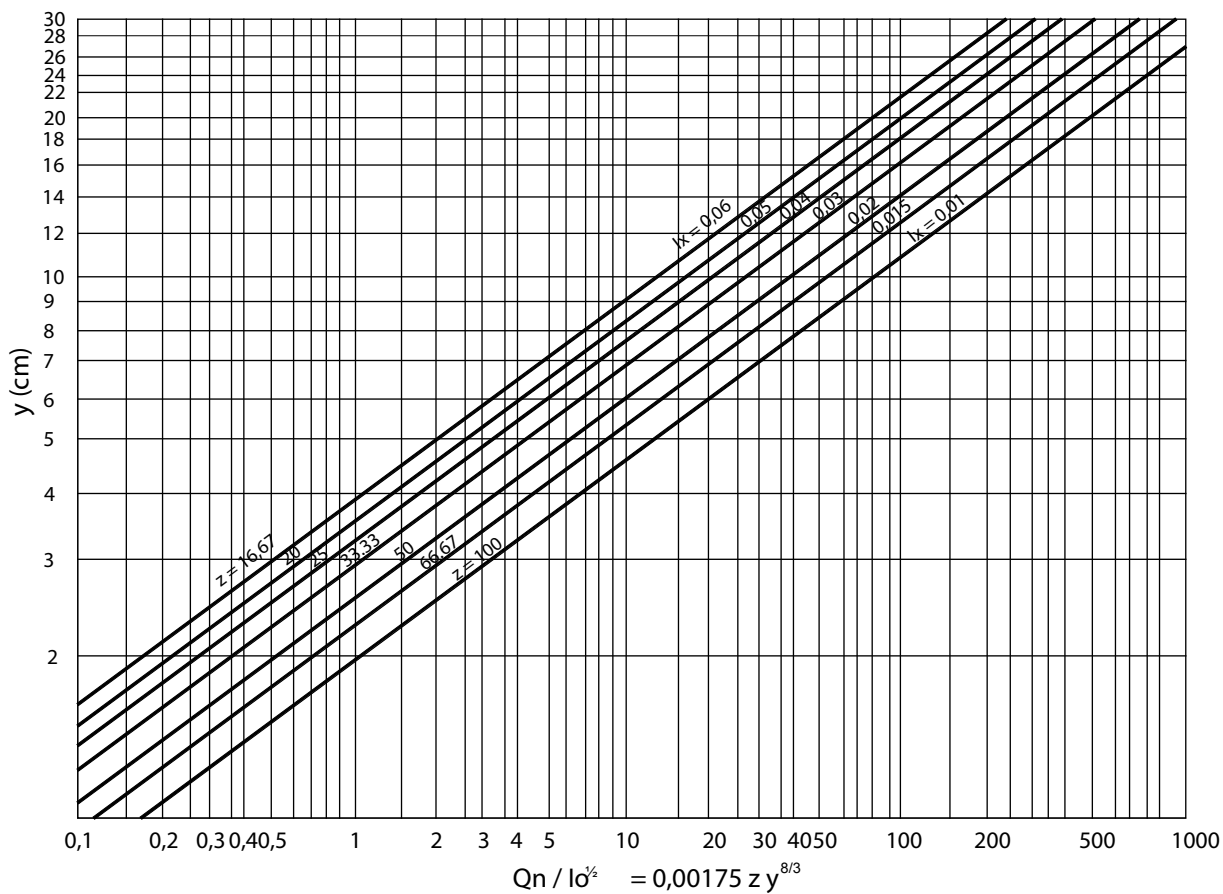
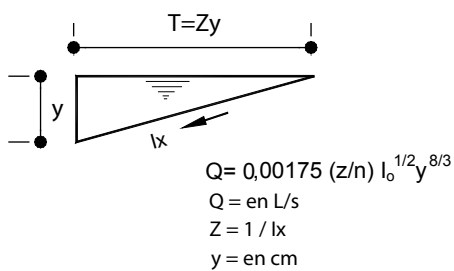
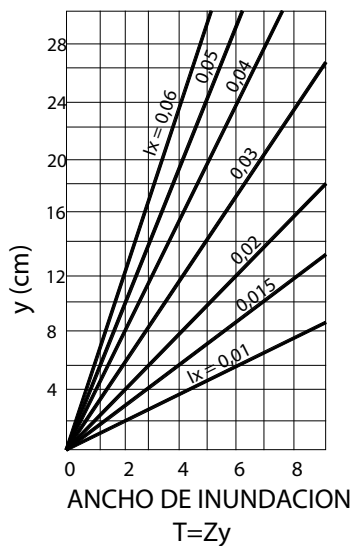
PLANTA



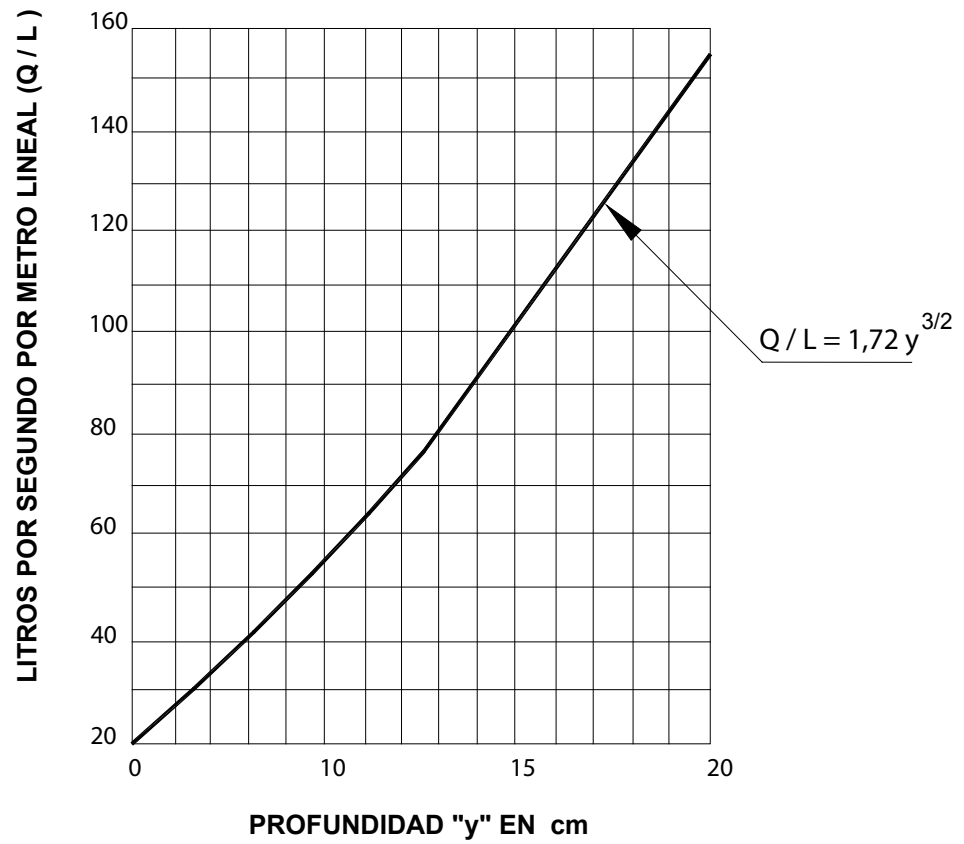
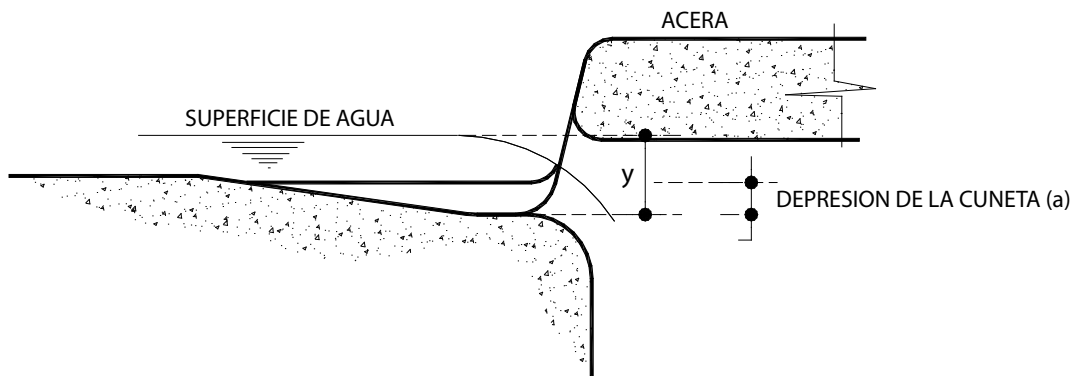
FºFº = FIERRO FUNDIDO

CORTE A - A

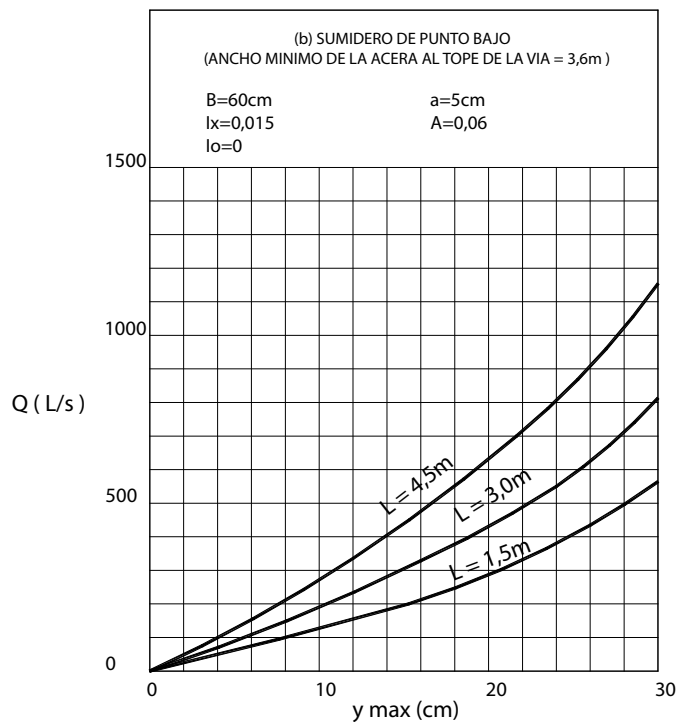
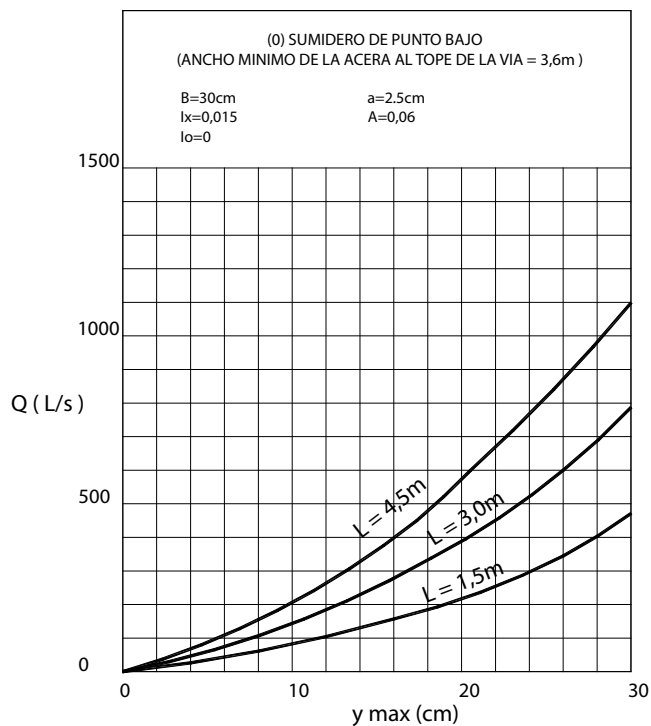
CAPACIDAD DE CALLES Y AVENIDAS



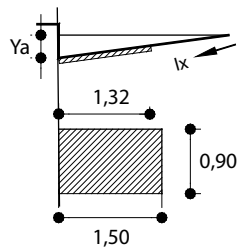
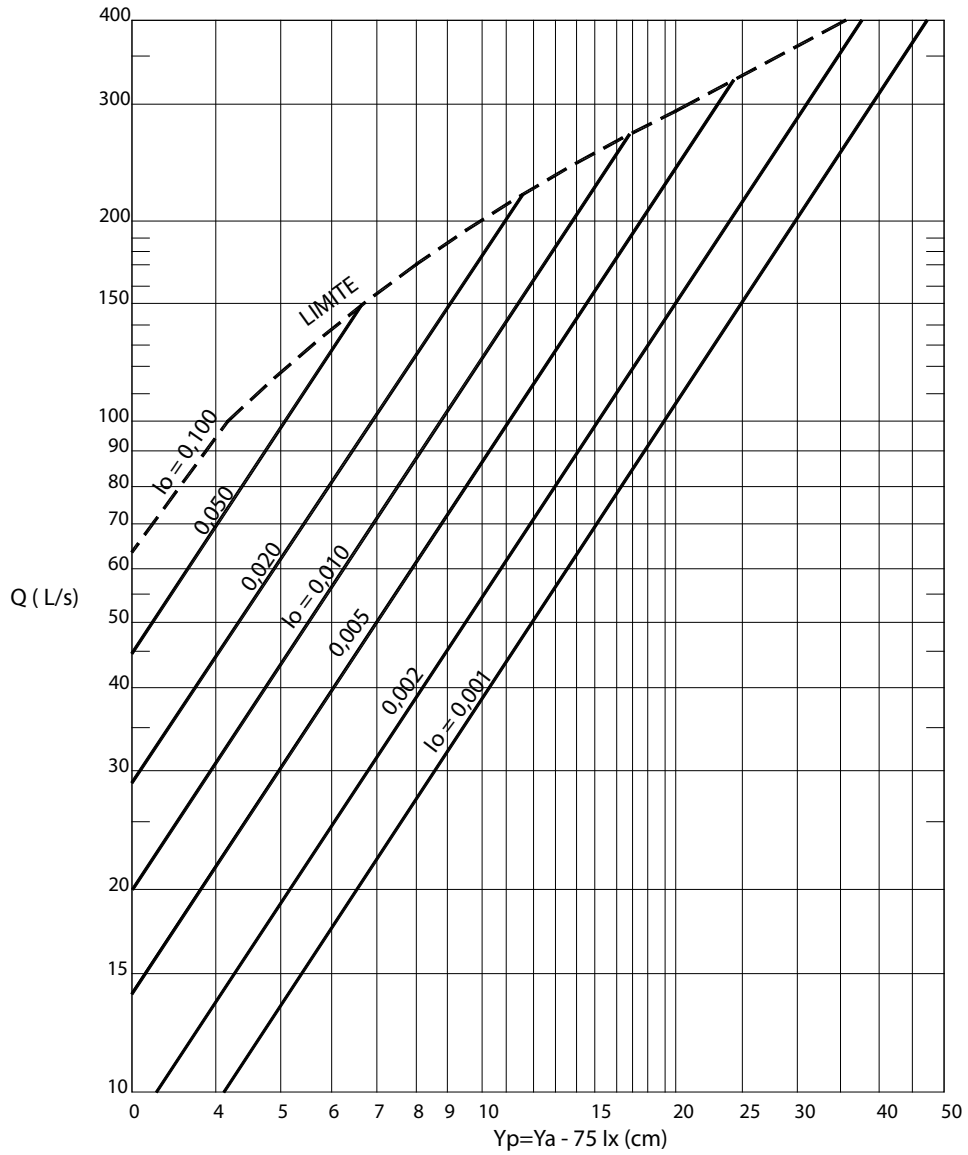
CAPACIDAD DE LOS SUMIDEROS DE VENTANA EN PUNTOS BAJOS



CAPACIDAD DE LOS SUMIDEROS NORMALIZADOS EN PUNTOS BAJOS



**CAPACIDAD DE LOS SUMIDEROS
NORMALIZADOS EN CALZADA
(POSICIÓN NORMAL)**

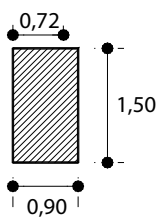
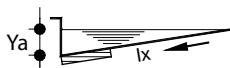
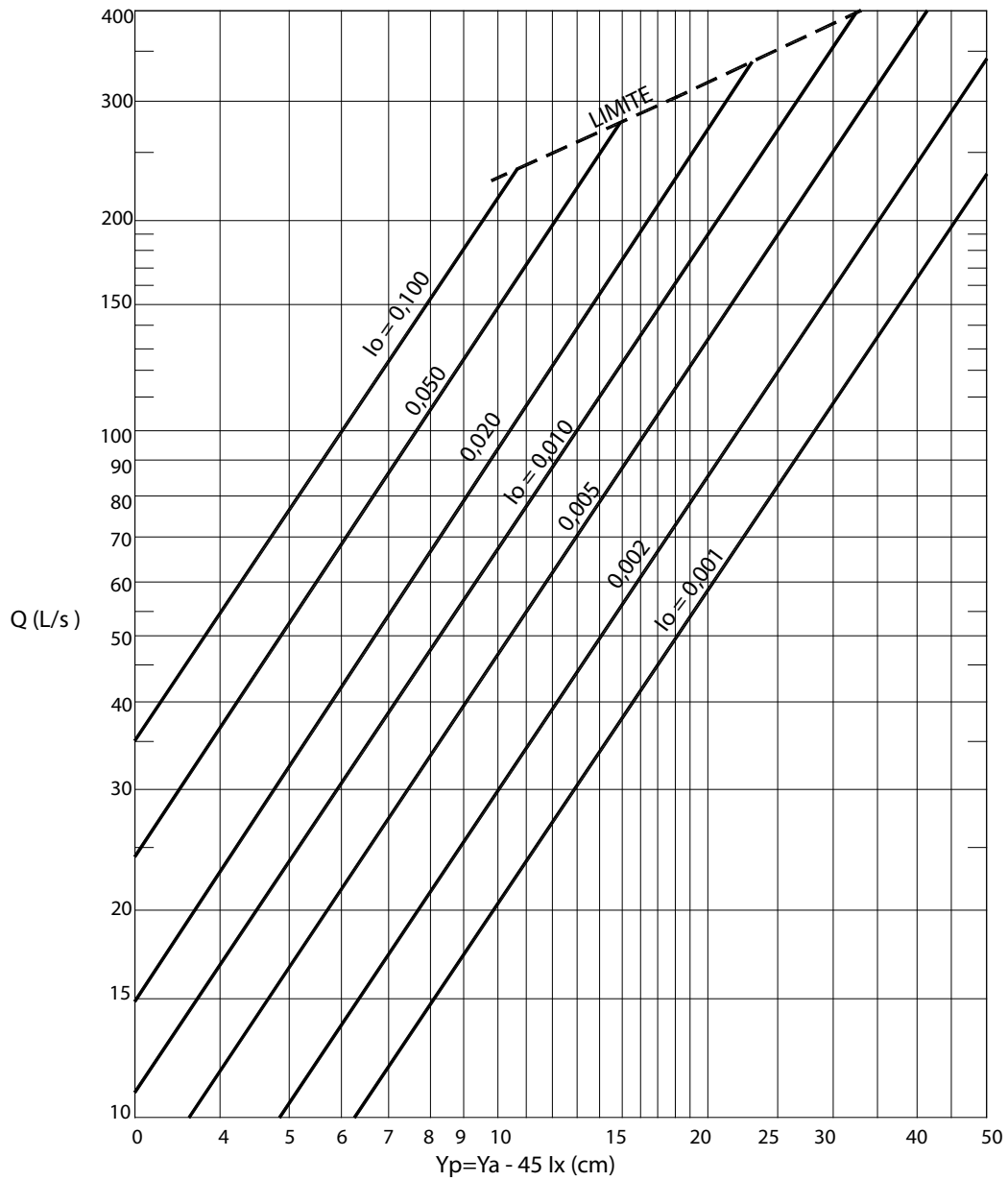


$$0,01 < l_x < 0,05 \quad Q = 0,614 (l_o^{1/2} / n) (y_p^{3/2})$$

$$\frac{l_o^{1/2}}{n} \leq \frac{1,0}{y_a^{7/6}}$$

$$\text{si } n = 0,016; l_o \leq 2,50 y_a^{-7/3} 10^{-4}$$

CAPACIDAD DE LOS SUMIDEROS REJAS NORMALIZADO EN CALZADA

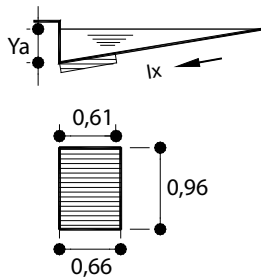
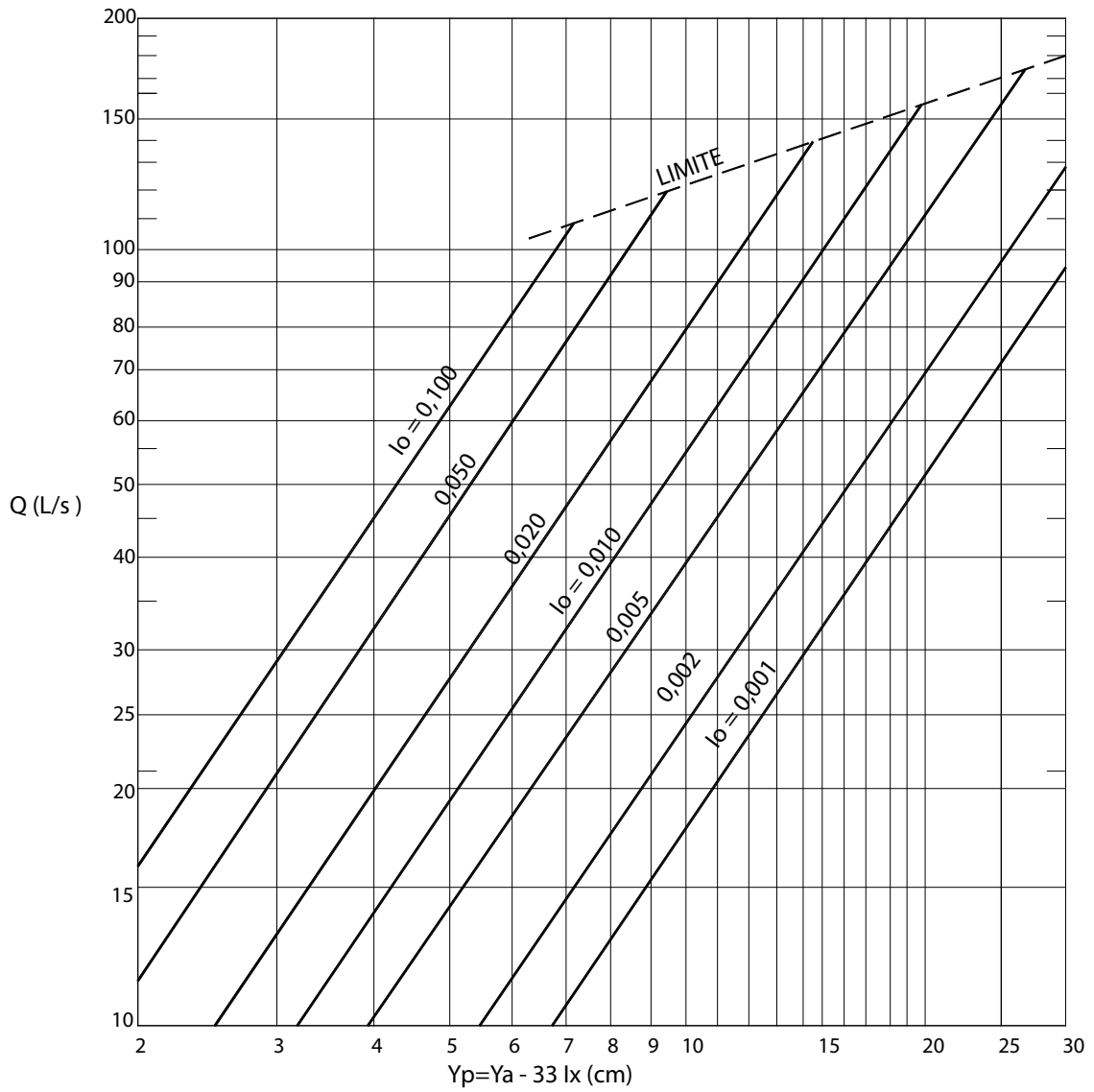


$$0,01 < lx < 0,05 \quad Q = 0,335 (lo^{1/2}/n) (y_p^{3/2})$$

$$\frac{lo^{1/2}}{n} \leq \frac{1,83}{y_a^{7/6}}$$

$$si \quad n = 0,016; lo \leq 2,85 y_a^{-7/3} \cdot 10^{-4}$$

**CAPACIDAD SUMIDEROS DE REJAS
NORMALIZADO EN CUNETETA**



$$0,01 < l_x < 0,05 \quad Q = 0,284 (l_o^{1/2}/n) (y_p^{3/2})$$

$$\frac{l_o^{1/2}}{n} \leq \frac{1,08}{y_a^{7/6}}$$

$$\text{si } n = 0,016; l_o \leq 2,90 y_a^{-7/3} 10^{-4}$$

GLOSARIO DE TÉRMINOS

GLOSARIO DE TERMINOS**Afluente**

Agua residual que ingresa a un proceso de tratamiento.

Aguas pluviales

Aguas provenientes de la precipitación de aguas de lluvia.

Aguas residuales

Desechos líquidos provenientes de residencias, instituciones, fábricas o industrias.

Aguas residuales domésticas

Desechos líquidos provenientes de los hábitos higiénicos del hombre en actividades domésticas.

Aguas residuales industriales

Desechos líquidos provenientes de las actividades industriales.

Alcance de proyecto

Año previsto para que el sistema proyectado opere con la utilización plena de su capacidad.

Alcantarillado

Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de aguas residuales o aguas pluviales.

Alcantarillado pluvial

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas pluviales.

Alcantarillado sanitario

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas residuales domésticas y/o industriales.

Alcantarillado combinado

Sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas pluviales.

Alcantarillado separado

Sistema constituido por un tubo de alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas pluviales que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

Aliviadero

Estructura diseñada en colectores combinados, con el propósito de separar los caudales que exceden la capacidad del sistema y conducirlos a un sistema de drenaje de agua pluvial.

Altura de recubrimiento del colector

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o la rasante de la vía y la clave del colector.

Área tributaria

Superficie que aporta hacia un tramo o punto determinado.

Boca de tormenta

Estructura hidráulica destinada a captar las aguas pluviales de vías públicas, con la finalidad de conducir las al colector.

Cámara de inspección domiciliaria

Cámara destinada para la inspección y limpieza de la tubería de recolección, ubicada en el interior del inmueble. Sirve para recoger las aguas residuales, pluviales o combinadas provenientes de los domicilios.

Cámara de conexión

Cámara que recibe las aguas pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta.

Cámara de caída

Estructura utilizada para disipar la energía de caída cuando una tubería llega a una altura considerable respecto de la tubería de salida.

Cámara de inspección o pozo de visita

Cámara que se instala en los cambios de dirección, diámetro o pendiente en las tuberías de alcantarillado de la red pública, la misma sirve para permitir la inspección y mantenimiento de los colectores. Visitable a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos (2) o más colectores o recibir las tuberías de conexión de las bocas de tormenta. Estructura de mampostería de piedra o ladrillo u hormigón, de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica, y con tapa removible.

Caja de paso

Cámara sin acceso, localizada en puntos singulares por necesidad constructiva y que permite el paso del equipo para limpieza del tramo aguas abajo. Puede ser utilizada en sustitución de la cámara de inspección en casos de cambio de dirección, pendiente, diámetro y material.

Canal

Cauce artificial, revestido o no, o estructura hidráulica cubierta, que se construye para conducir las aguas pluviales hasta su entrega final en un cauce natural.

Caracterización de las aguas residuales

Determinación del caudal y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales, según su procedencia.

Caudal de aporte

Caudal doméstico de contribución medio, máximo y mínimo (L/s).

Caudal de diseño

Caudal máximo horario doméstico de contribución de aguas residuales, además de los caudales adicionales por conexiones erradas, por infiltración y de descarga concentrada, se calcula para la etapa inicial y final del periodo de diseño.

Caudal pico

Máximo caudal que ocurre bajo las condiciones físicas de la cuenca de drenaje pluvial, debido a una lluvia de una frecuencia dada y varias duraciones, incluyendo la contribución de la napa freática. Se denomina también caudal de diseño en alcantarillado pluvial.

Caudal por conexiones erradas

Contribución de caudal debido a la conexión de aguas pluviales en la red de alcantarillado sanitario.

Caudal por infiltración

Agua proveniente del subsuelo, adicional para el sistema separado y combinado.

Coefficiente de escurrimiento

Valor que se aplica al caudal superficial pluvial según el tipo de revestimiento de calles

Coefficiente de punta

Relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario doméstico. Usualmente para su determinación se utilizan fórmulas que relacionan el coeficiente con la población, por considerar que las mismas cubren los factores que están ligados a los siguientes aportes: El tamaño del área servida, la densidad y la forma del área.

Coefficiente de retorno

Porcentaje del caudal de agua potable que se asigna al caudal de aguas residuales.

Coefficiente de rugosidad

Parámetro que representa el efecto de fricción del contorno del conducto sobre el flujo.

Colector

Tubería que funcionando como conducto libre, recibe la contribución de aguas residuales o pluviales en cualquier punto a lo largo de su longitud. Conducto destinado a transportar las aguas pluviales desde el punto de captación hasta la disposición final y puede tener sección transversal circular, rectangular, oval u otra forma.

Colector principal

Conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, para conducirlos a plantas de tratamiento de aguas residuales o a cuerpos de agua.

Colector secundario

Colector de diámetro menor que se conecta a un colector principal.

Conexión domiciliaria

Tubería que transporta las aguas residuales y/o pluviales desde la cámara de inspección domiciliaria hasta un colector público.

Conexiones cruzadas

Conexión domiciliaria de aguas residuales al alcantarillado pluvial o viceversa.

Contribuciones de aguas residuales

Volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación, integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales.

Consumo

Volumen de agua potable recibido por el usuario en un periodo determinado.

Cordón de acera

Construcción destinada a separar la calzada de la acera, conformando de esta manera la cuneta.

Costo de inversión

Suma de recursos financieros necesarios para la ejecución de una obra.

Cota de clave

Nivel del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería o colector.

Cota de solera

Nivel del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería o colector.

Criterios de diseño

Datos básicos que permiten el diseño de una estructura o componente de un sistema.

Cuenca de contribución

Area determinada, cuyas aguas residuales fluyen hacia un punto único de concentración.

Cuerpo receptor

Cualquier curso de agua natural o masa de agua natural o de suelo que recibe el lanzamiento o descarga del efluente final.

Cuneta

Canal de sección triangular o semicircular generalmente ubicado entre el cordón de acera y la calzada de una calle, destinado a conducir las aguas pluviales o superficiales hacia los sumideros o bocas de tormenta.

Densidad de población

Número de personas que habitan dentro de un área tributaria determinada, generalmente expresada en hab/ha.

Desarrollo comunitario

Estrategia social centrada en la gente, que permite la participación de mujeres y hombres, adolescentes, niñas y niños, en todas las actividades de la implementación del sistema, que están determinados por su contexto socio-cultural, económico y ambiental.

Diámetro

Medida interna real de conductos circulares.

Disposición final

Destino final del efluente de aguas residuales a una planta de tratamiento o cuerpo receptor de agua.

Dotación

Cantidad de agua promedio diaria por habitante que suministra el sistema de agua potable, expresada en litros por habitante por día.

Educación sanitaria y ambiental

Proceso educativo por el cual los usuarios de los servicios, identifican y modifican los comportamientos y hábitos que pueden afectar o contribuir en su salud y su entorno ambiental.

Efluente

Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

Emisario

Conducto, canal o tubería que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su recorrido no recibe contribución alguna.

Entibado

Estructura de madera o metálica que se coloca para evitar el revenimiento o derrumbe de las excavaciones efectuadas y que ayuda a instalar tuberías o implantar estructuras profundas, hasta 5 m.

Escurrimiento

Volumen que llega a la corriente poco después de comenzada la lluvia.

Estación de bombeo

Conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior, haciendo uso de equipos de bombeo.

Estación elevadora

Estructura que permite transportar aguas residuales o pluviales de un nivel inferior a uno superior.

Estructura de conexión o estructura-cámara

Estructura construida para la unión de uno o más colectores, con el fin de permitir cambios de alineamiento horizontal y vertical en el sistema de alcantarillado.

Evaluación de Impacto Ambiental

Identificación de los posibles impactos del proyecto al ambiente; se determinan en forma preliminar las medidas de mitigación correspondientes, con el fin de obtener la categorización del estudio a realizarse mediante la emisión de un certificado de descargo (Categorías I y II) o mediante un certificado de dispensación (Categorías III y IV).

Evaluación financiera

Comparación de los beneficios y costos atribuibles a la ejecución del proyecto desde el análisis de la relación costo - beneficio.

Evaluación socio-económica

Estudio que permite fundamentalmente conocer las condiciones por estratos socioeconómicos de la población y su predisposición de pago por los servicios.

Frecuencia

Número de veces que, en promedio, se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un periodo definido.

Hidrograma

Gráfica que representa la variación del caudal pluvial con el tiempo en un sitio determinado, que describe usualmente la respuesta hidrológica de un área de drenaje a un evento de precipitación.

Hormigón Armado

Material constituido por un hormigón que tiene un refuerzo consistente en barras de acero, estribos transversales o mallas electrosoldadas.

Hormigón Simple

Hormigón que no tiene acero de refuerzo.

Intensidad de precipitación

Cantidad de agua pluvial caída sobre una superficie durante un tiempo determinado.

Instalación sanitaria domiciliaria

Conjunto de tuberías de agua potable, alcantarillado, accesorios y artefactos que se encuentran dentro de los límites de la propiedad.

Interceptor

Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.

Mantenimiento

Conjunto de acciones internas requeridas, que se ejecutan en las instalaciones y equipos, para prevenir o reparar daños ocurridos en las mismas.

Marco conceptual

Datos e ideas básicas que permiten definir el entorno y alcance de un proyecto.

Media caña

Parte interior inferior de una estructura de conexión o pozo de inspección, cuya forma semicircular orienta el flujo.

Operación

Conjunto de acciones externas requeridas para operar las instalaciones y equipos de la infraestructura sanitaria, para controlar su funcionamiento y la calidad de los servicios producidos.

Período de diseño

Lapso durante el cual se espera que las estructuras que se diseñan trabajen eficientemente.

Periodo de retorno

Número de años en que ocurre una intensidad de lluvia y que sirve como parámetro de diseño.

Plan maestro de alcantarillado

Plan de ordenamiento del sistema de alcantarillado de una localidad para un horizonte de planeamiento dado.

Planta de tratamiento

Unidad o conjunto de unidades destinadas a mejorar la calidad del agua de tal forma que produzcan en los cuerpos receptores, efectos compatibles con las exigencias legales y/o con la utilización aguas abajo de la población.

Población inicial

Población atendida en el año de inicio de operación de un sistema de alcantarillado sanitario.

Población final

Población atendida en el año de alcance de proyecto.

Población servida

Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Población flotante

Número de habitantes que frecuenta en determinadas épocas del año el área comprendida por el proyecto, que es significativo para el dimensionamiento de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales.

Pozo de succión

Tanque o estructura dentro del cual las aguas son extraídas por bombeo.

Profundidad del colector

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno o de la rasante de la vía y la solera del colector.

Ramal condominial

Tubería que recolecta aguas residuales de un conjunto de edificaciones que descarga a la red pública en un punto.

Red pública

Conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias.

Rasante

Perfil del eje longitudinal de la superficie de pavimentación de la vía pública. También se define como el borde del límite de la vivienda.

Sifón invertido

Estructura compuesta por una o más tuberías que funcionan a presión. Se utilizan cuando es necesario pasar las tuberías por debajo de ríos o quebradas.

Sistema de alcantarillado sanitario

Conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza, que recogen y transportan aguas residuales hasta la planta de tratamiento o disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Sistema de alcantarillado pluvial

Conjunto de colectores secundarios, principales, cámaras de inspección, tuberías de conexión, cámaras de conexión, sumideros y conjunto cordón - cuneta, que recogen y transportan aguas pluviales hasta su disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales.

Sistema de alcantarillado sanitario separado

Sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales, con un solo tubo.

Sistema de alcantarillado combinado

Sistema que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y pluviales, en un solo tubo.

Sistema de alcantarillado sanitario condominial

Sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando el ramal condominial como unidad básica de conexión.

Sumidero

Estructura diseñada y construida para cumplir con el propósito de captar las aguas pluviales de escurrimiento que corren por las cunetas de las calzadas de las vías, para entregarlas a las estructuras de conexión o cámaras de inspección de los alcantarillados combinados o pluviales.

Tensión tractiva

Fuerza tractiva o tensión de arrastre, es la tensión tangencial ejercida por el líquido en escurrimiento sobre la pared del conducto.

Terminal de limpieza (TL)

Tubo, o dispositivo que permite la introducción de equipos de limpieza, y substituye el pozo de visita, localizado en la cabecera o arranque del colector. Prolongación del colector en forma vertical o utilizando accesorios de 45° que permite efectuar la limpieza en los tramos de arranque de la red.

Tiempo de concentración

Tiempo en minutos que tarda teóricamente la gota de agua para ir desde el punto más alejado de la cuenca de drenaje hasta el punto de concentración considerado. Es la suma de los tiempos de entrada y de recorrido.

Tiempo de entrada

Tiempo, en minutos, que tarda teóricamente una gota teórica de agua para alcanzar el punto superior del colector.

Tiempo de trayecto

Tiempo, en minutos, que tarda teóricamente una gota de agua desde la entrada de la misma en una sección considerada hasta otra sección, este tiempo debe ser calculado, tomando la velocidad media de flujo en la alcantarilla. Denominado también tiempo de flujo o de recorrido.

Tramo

Colector comprendido entre dos cámaras de inspección o pozos de visita.

Tramo de colector

Longitud de colector comprendida entre dos cámaras de inspección o tubos de inspección y limpieza, sucesivos.

Tramos iniciales

Tramos de colectores que dan comienzo al sistema de alcantarillado.

Tubo de inspección y limpieza (TiL)

Tubo vertical o con accesorios a 45° conectado a los colectores que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza, instalado en cualquier punto de la red en sustitución de algunas cámaras de inspección.

Tubo de Inspección de conexión predial

Dispositivo para ser utilizado en conexiones domiciliarias. Sustituye a las cajas de paso.

Tubo de inspección y limpieza de paso

Tubo vertical conectado a los colectores de la red pública que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza y es utilizado en los tramos intermedios de la red. Es un elemento generalmente prefabricado, llamado también tubo de inspección y limpieza de transición.

Tubo de inspección y limpieza condominial

Dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza. Esta pieza ha sido desarrollada especialmente para ser utilizada en los ramales condominiales.

Tubo de inspección y limpieza radial

Dispositivo no visitable que permite la inspección visual y la introducción de equipos de limpieza y está compuesto por el tapón, tubo de inspección y cuerpo. Llamado también pozo de inspección visual. Utilizado en la red pública.

Tubería de conexión

Aquella destinada a conectar la boca de tormenta con una cámara de inspección.

Tubo ó tubería

Conducto prefabricado, o construido en sitio, de hormigón simple, hormigón armado, plástico, poliuretano de alta densidad, fierro fundido, PVC, plástico con refuerzo de fibra de vidrio, u otro material cuya tecnología y proceso de fabricación cumpla con las normas técnicas correspondientes. Por lo general su sección es circular.

Volumen efectivo

Del pozo de succión, para efectos de cálculo, es aquel comprendido entre el fondo de la estación y el nivel medio de operación de las bombas.

Volumen útil

Del pozo de succión, comprendido entre el nivel máximo y el nivel mínimo de operación de bombeo.

VSB: Viceministerio de Servicios Básicos

El V.S.B., creado por Decreto Supremo N° 22055, Decreto Reglamentario de la Ley N° 1178, Ley de Organización del Poder Ejecutivo (LOPE) del 16 de septiembre de 1997, con el propósito de promover el mejoramiento de la calidad de vida de la población boliviana, a través de la dotación de servicios sostenibles de agua potable y saneamiento y gestión de residuos sólidos. El VSB tiene las siguientes funciones y atribuciones:

- Formular, ejecutar y controlar las políticas y normas sectoriales destinadas al desarrollo e instalación de servicios básicos para mejorar las coberturas mediante planes y programas de inversión, compatibilizando las necesidades y prioridades regionales.
- Promover y proponer la discusión de normas de diseño y uso de tecnologías apropiadas, para alcanzar mayor cobertura en los servicios, controlando su aplicación y apoyando la investigación tecnológica.
- Efectuar el seguimiento al cumplimiento de los programas de saneamiento básico en el marco del Plan Sectorial correspondiente.
- Mantener un sistema de información sectorial actualizado a nivel nacional y departamental.
- Diseñar y realizar programas de capacitación y formación de recursos humanos, en administración, operación, mantenimiento, educación sanitaria y participación comunitaria.
- Elaborar programas de desarrollo institucional supervisando su ejecución y apoyando su aplicación en el sector.
- Velar por el cumplimiento de la política tarifaria en los servicios de saneamiento básico.

Revisión

Los presentes Reglamentos están sujetos a ser revisados periódicamente, con el objeto de que respondan permanentemente a las necesidades y exigencias del Sector.

Características de aplicación

Estos Reglamentos se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientados a aplicar criterios de calidad, su utilización es de carácter obligatorio y un compromiso concienzudo y de responsabilidad de las instituciones y profesionales que trabajan en el Sector.

Información sobre Normas y Reglamentos Técnicos

El V.S.B. ha habilitado en su página WEB (www.sias.gov.bo) un espacio de "Normas Técnicas", donde se encuentran en formato pdf, las distintas normas y reglamentos técnicos del sector.

Derechos de propiedad

Este documento es propiedad del Ministerio del Agua de la República de Bolivia. Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

Ministerio del Agua
Viceministerio de Servicios Básicos
Av. Mariscal Santa Cruz, Edif. Centro de Comunicaciones, piso 14
Telf. 2116132 - 2116124
www.sias.gov.bo
La Paz - Bolivia

DATOS PARA LA CONTRATAPA

DERECHOS RESERVADOS

Documento del Ministerio de Servicios y

Obras Públicas de la República de Bolivia.

Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

ELABORADO POR:

Fernando Inchauste Morales

Humberto Obleas Arandía

Patricia Ancalle Mamani

DEPÓSITO LEGAL

IMPRESIÓN Y DIAGRAMACIÓN

Nombre

Dirección

Teléfonos

FINANCIADO POR:

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

La Paz, Diciembre 2006